

# Caractérisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre traditionnelle à murs massifs

par

Éric BOLDIREFF

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE  
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 11 SEPTEMBRE 2018

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Éric Boldireff, 2018



Cette licence [Creative Commons](#) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

**PRÉSENTATION DU JURY**  
**CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ**  
**PAR UN JURY COMPOSÉ DE :**

Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, codirecteur de mémoire  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Luc Pellecuer, président du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, membre du jury  
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

**IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC**

**LE 24 JUILLET 2018**

**À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE**





## **REMERCIEMENTS**

Je voudrais, avant tout, remercier ma directrice de maîtrise, Mme Marie-José Nollet, pour son aide aux niveaux technique et financier, ainsi que pour ses conseils, sa disponibilité et ses commentaires.

Je tiens également à remercier mon codirecteur, M. Lotfi Guizani, pour son aide à différents niveaux durant toute la durée de cette recherche, en particulier pour ses judicieux conseils sur la réalisation des essais.

Par ailleurs, je souhaite aussi remercier tous les membres de l'équipe de recherche: Ahmad Abo-El-Ezz, Pascal Moretti, Richard Prowt, John Lescelleur, Andres Barco et Juan Mauricio Rios qui m'ont aidé avec leur expérience et leur temps. Ces techniciens de laboratoires m'ont vraiment apportés une aide précieuse avec les conseils et soutien techniques qui ont aidé la réalisation des montages et essais de ce mémoire.

Enfin, je tiens à remercier ma conjointe, Laurence Morissette, mes parents, Jean et Francine, mes frères avec leurs conjointes et ma belle-famille pour leur soutien et encouragements à entreprendre et surtout achever mes études.



# **CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA MAÇONNERIE DE PIERRE TRADITIONNELLE À MURS MASSIFS**

Éric BOLDIREFF

## **RÉSUMÉ**

Les structures construites en maçonnerie non-armée (MNA) sont vulnérables aux séismes et ces dernières sont nombreuses dans les quartiers historiques du Vieux Montréal et du Vieux Québec. Pour conserver cet héritage, il est important de pouvoir prédire les performances structurales des bâtiments en MNA pour mieux estimer les dommages en cas de séismes et aider à prévenir d'éventuelles pertes.

Ce projet vise la caractérisation expérimentale de la MNA de pierre traditionnelle à murs massifs faits de deux parois séparées par un blocage de pierres et de débris de carrière enrobés de mortier. La caractérisation expérimentale permet de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux et la résistance de murets de MNA et de développer des modèles plus précis pour le calcul de la capacité structurale des bâtiments en MNA. La MNA étudiée est composée d'une pierre calcaire de type St-Marc guillotinée et d'un mortier de ciment-chaux (1 : 2 : 6) reproduisant les propriétés mécaniques des mortiers de chaux traditionnels.

Le programme expérimental comporte deux phases : la première phase évalue la résistance à la compression du mortier, de la pierre et d'assemblage de MNA. Des résistances en compression moyennes de  $5,3 \pm 0,1$  MPa, de  $77,6 \pm 7,7$  MPa et de  $57,7 \pm 6,6$  MPa ont été obtenues respectivement. Cette phase inclut également l'évaluation de la résistance en cisaillement du joint de mortier. Une cohésion initiale moyenne de 1,05 MPa et un coefficient de friction moyen de 0,39 MPa ont été obtenus à cet effet. Ces valeurs sont dans la plage de valeurs rapportées dans la littérature. La deuxième phase porte sur des murets en MNA à double paroi de 890 mm x 940 mm construits en laboratoire. Deux murets sont mis à l'essai sous chargement cyclique pour déterminer la relation charge-déplacement et des essais de traction diagonale complètent la caractérisation expérimentale. Les spécimens des essais cycliques, qui ont rompu par balancement, ont donné un module de cisaillement initial de 42,2 MPa et 92,0 MPa et une résistance latérale de 0,029 kN/mm et 0,061 kN/mm, respectivement pour des charges de compression équivalente à 0,2 MPa et 0,5 MPa. Les essais de résistance à la traction diagonale ont donné une résistance de  $0,31 \pm 0,09$  MPa.

Cette caractérisation permet de mieux connaître la MNA de l'Est du Canada et contribue à une meilleure évaluation de la capacité structurale des bâtiments construits avec ce matériau. Elle permettra aussi de mieux concevoir les renforcements et les solutions de réhabilitation de ces structures, très susceptibles de ne pas résister aux charges sismiques prescrites par le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) en vigueur.

**Mots clés :** Maçonnerie, Mortier, Pierre, Compression, Cisaillement



# **CHARACTERISATION OF MECHANICAL PROPERTIES OF TRADITIONAL MULT-LEAF STONE MASONRY WALLS**

Éric BOLDIREFF

## **ABSTRACT**

Unreinforced Masonry (URM) structures are vulnerable to earthquakes and these buildings are common in the heritage neighborhoods of Old Montreal and Old Quebec. To preserve this heritage, it is important to be able to predict correctly the structural performance of URM buildings in order to improve damage estimation in the event of earthquakes and help preventing possible losses.

This project is aimed at the experimental characterization of the traditional multi-leaf stone masonry, made of two walls separated by small locking stones and rubbles filled with mortar. Experimental characterization makes it possible to determine the mechanical properties of materials and the resistance of URM walls and to develop more accurate models for the calculation of the structural capacity of URM stone buildings. The studied URM consists of a guillotined St-Marc limestone and a cement-lime mortar (1: 2: 6) that reproduces the mechanical properties of traditional lime mortars.

The experimental program has two phases: the first phase evaluates the compressive strength of the mortar, the stone and URM assembly. Average compressive strengths of  $5.3 \pm 0.1$  MPa,  $77.6 \pm 7.7$  MPa and  $57.7 \pm 6.6$  MPa were obtained respectively from the undertaken program. The shear strength of the mortar joint is also evaluated in this phase. An average initial cohesion of 1.05 MPa and an average coefficient of friction of 0.39 MPa were obtained for this purpose. The second phase consists in testing 890 mm x 940 mm multi-leaf walls built in the laboratory. Two specimens are tested under cyclic loading to determine the load-displacement relationship and diagonal tensile tests complete the experimental characterization.

This characterization provides a better understanding of the stone URM of Eastern Canada and contributes to improve the evaluation of the structural capacity of buildings built with this material. It will also help define better rehabilitation and reinforcement solutions for these structures, generally not expected to withstand the seismic loads prescribed by the current National Building Code of Canada (NBCC).

**Keywords :** Masonry, Mortar, Stone, Compression, Shear



## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE .....	7
1.1 La maçonnerie traditionnelle en pierre .....	7
1.1.1 Maçonnerie : Définitions et généralités .....	7
1.1.2 Pierre .....	11
1.1.3 Mortier de chaux et de ciment/chaux .....	12
1.1.4 Propriétés mécaniques de la MNA .....	16
1.1.5 Méthode de construction .....	17
1.2 Notions de base sur la sismicité .....	19
1.2.1 Les séismes .....	19
1.2.2 Sismicité de l'Est du Canada .....	20
1.2.3 Conséquences des séismes .....	21
1.3 Comportement des bâtiments en MNA durant les séismes .....	21
1.3.1 Dommages aux bâtiments en MNA de pierre durant les séismes .....	21
1.3.2 Modes de rupture en plan des murs en MNA .....	24
1.3.3 Évaluation de la résistance latérale des murs en MNA .....	26
1.4 Caractérisation expérimentale de la maçonnerie .....	29
1.4.1 Essais sur la pierre .....	30
1.4.2 Essais sur le mortier .....	30
1.4.3 Essais sur l'assemblage pierre-mortier ou maçonnerie .....	30
1.4.4 Essais cycliques .....	32
1.5 Sommaire .....	38
CHAPITRE 2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	39
2.1 Planification des phases I et II .....	39
2.2 Les matériaux .....	41
2.2.1 La pierre .....	41
2.2.2 Le mortier .....	42
2.3 Phase I : Essais de caractérisation de la MNA et ses composantes : Les matériaux .....	43
2.3.1 Essais de résistance à la compression sur les cubes de mortier .....	43
2.3.2 Essais de résistance à la compression sur la pierre .....	44
2.4 Phase I : Essais de caractérisation de la MNA .....	44
2.4.1 Essais de résistance à la compression sur la maçonnerie .....	44
2.4.2 Essais de résistance au cisaillement sur la maçonnerie .....	46
2.5 Phase II : Caractérisation de la MNA en plan .....	47
2.5.1 Specimens en MNA à double paroi .....	47
2.5.2 Essais de chargement cyclique quasi-statique .....	48
2.5.3 Essais de résistance à la traction diagonale .....	49

CHAPITRE 3	FABRICATION DES SPÉCIMENS ET CONCEPTION DES MONTAGES EXPÉRIMENTAUX.....	53
3.1	Fabrication des spécimens .....	53
3.1.1	Confection du mortier et des cubes de mortier .....	55
3.1.2	Taille et coupe des pierres.....	56
3.1.3	Spécimens pour les essais de résistance à la compression et au cisaillement du joint (Montage A) .....	57
3.1.4	Spécimens pour les essais de chargement cyclique (Montage B).....	60
3.1.5	Spécimens pour les essais de traction diagonale (Montage C) .....	63
3.2	Description des montages expérimentaux .....	65
3.2.1	Montage A : Essais de cisaillement du joint.....	65
3.2.2	Montage B : Essai cyclique quasi-statique .....	66
3.2.3	Montage C.....	73
3.3	Protocoles suivis pour les essais expérimentaux .....	74
3.3.1	Phase I.....	74
3.3.1.1	Essai de résistance à la compression du mortier et de la pierre ..	74
3.3.1.2	Essai de résistance à la compression de la maçonnerie .....	75
3.3.1.3	Essai de résistance au cisaillement sur la maçonnerie .....	75
3.3.2	Phase II.....	75
3.3.2.1	Essai cyclique quasi-statique .....	75
3.3.2.2	Essai de résistance à la traction diagonale .....	77
CHAPITRE 4	Résultats et analyses.....	79
4.1	Résultats de la phase I.....	79
4.1.1	Résistance à la compression du mortier.....	79
4.1.2	Résistance à la compression de la pierre.....	80
4.1.3	Résistance à la compression de la maçonnerie .....	80
4.1.4	Résistance au cisaillement d'un joint de la maçonnerie .....	83
4.2	Analyse et discussion de la phase I.....	86
4.2.1	Résistance à la compression du mortier.....	86
4.2.2	Résistance à la compression de la pierre.....	87
4.2.3	Résistance à la compression de la maçonnerie .....	87
4.2.4	Résistance au cisaillement d'un joint de mortier .....	88
4.3	Résultats de la phase II .....	89
4.3.1	Essais cycliques quasi-statiques en plan .....	90
4.3.2	Essais de traction diagonale .....	94
4.4	Analyse et discussion de la phase II .....	97
4.4.1	Essai cyclique en plan quasi-statique.....	97
4.4.2	Essai de traction diagonale.....	99
CONCLUSION	.....	103
RECOMMANDATIONS	.....	107
ANNEXE I	FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX DE BASE.....	109



ANNEXE II    CALCUL DES BASES EN ÉPOXY POUR SPÉCIMEN DU MONTAGE C	
.....	117
BIBLIOGRAPHIE.....	119



## LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Formulation des mortiers selon la norme ASTM C270 et CSA A179 .....14
Tableau 1.2	Résistance à la compression de maçonnerie .....16
Tableau 2.1	Proportions et masses des composantes du mortier utilisées.....45
Tableau 3.1	Numérotation des spécimens .....55
Tableau 3.2	Niveau de confinement de la phase II.....77
Tableau 4.1	Résistance à la compression du mortier.....80
Tableau 4.2	Résistance à la compression de la pierre.....80
Tableau 4.3	Résistance à la compression de la maçonnerie .....82
Tableau 4.4	Valeurs maximales et résiduelle de la résistance au cisaillement.....86
Tableau 4.5	Caractéristiques des courbes d'hystérésis .....92
Tableau 4.6	Calcul théorique de résistance latérale de la phase II .....97



## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure I.1	Ancien hôpital général de Montréal.....3
Figure 1.1	Composition de MNA à mur massif de pierre .....9
Figure 1.2	Mur en MNA de pierre traditionnelle en construction.....10
Figure 1.3	Masse et chasse .....18
Figure 1.4	Exemple de rupture de différents bâtiments en MNA : a) Cheminé instable, b) Pignon effondré, c) Parapet effondré et d) Rupture en poiçonnement au niveau des ancrages du mur.....23
Figure 1.5	Dommages sur des bâtiments en maçonnerie : a) Rupture d'un mur extérieur et b) Rupture de mur extérieur d'un deuxième étage .....23
Figure 1.6	Bâtiment avec balancement .....25
Figure 1.7	Bâtiment avec écrasement et traction diagonale .....25
Figure 1.8	Modes de rupture en plan d'un mur en MNA : a) Traction diagonale, b) Glissement, c) Balancement et d) Écrasement .....26
Figure 1.9	Hauteurs effectives des sections d'un mur en MNA .....27
Figure 1.10	Montage B de l'essai in situ de la norme C1531 .....31
Figure 1.11	Exemple de courbe d'hystérésis provenant de la norme ASTM E2126 selon le protocole B (chargement continu) .....33
Figure 1.12	Montage expérimental .....36
Figure 1.13	Montage expérimental .....37
Figure 2.1	Planification de la phase I .....40
Figure 2.2	Planification de la phase II.....41
Figure 2.3	Pierre guillotinée .....42
Figure 2.4	Essai de compression sur assemblage de MNA.....45
Figure 2.5	Montage A sur la presse MTS 815 .....46

Figure 2.6	Schéma des spécimens de muret à l'essai.....	48
Figure 2.7	Essai cyclique quasi-statique .....	48
Figure 2.8	Essai de traction diagonale.....	51
Figure 2.9	Cercle de Mohr durant essais de traction diagonale .....	52
Figure 3.1	Spécimens de mortier et pierres de la phase I.....	54
Figure 3.2	Boule de mortier à la consistance souhaitée .....	55
Figure 3.3	Essai d'étalement.....	56
Figure 3.4	a) Chasse trop en angle et b) Chasse trop perpendiculaire .....	57
Figure 3.5	Surfaces des pierres : à gauche surface latérale guillotinée /taillée, à droite surface lisse sciée.....	58
Figure 3.6	Assemblage en MNA pour l'évaluation de la résistance à la compression .....	59
Figure 3.7	Assemblage en MNA pour l'essai de résistance au cisaillement.....	60
Figure 3.8	Assemblage d'un muret sans mortier : a) Pierre guillotinée avant taillage et b) Muret assemblé sans mortier .....	61
Figure 3.9	Assemblage mur: a) Deux premiers rangs de pierre et b) Remplissage de la partie centrale avec mortier et débris de construction. ....	62
Figure 3.10	Spécimens de la phase II (surface guillotinée) .....	63
Figure 3.11	Spécimen dans le montage C avant mise à l'essai.....	63
Figure 3.12	Mise en place des spécimens à 45 degrés pour les essais de résistance à la traction diagonale.....	65
Figure 3.13	Montage A sur la presse MTS 815 .....	66
Figure 3.14	Montage B essai cyclique quasi-statique .....	67
Figure 3.15	a) Connexion du vérin à la poutre du muret et b) Rouleaux réduisant le frottement.....	69
Figure 3.16	Vérin MTS-243.35 et cornière de contreventement (arrière-plan) .....	70
Figure 3.17	Base en époxy et armatures.....	73

Figure 3.18	Essais de la résistance en compression du mortier .....	74
Figure 3.19	Spécimen pour essai de traction diagonale .....	77
Figure 4.1	Spécimens après essai de compression .....	82
Figure 4.2	Courbe contrainte-déformation de la maçonnerie en compression.....	83
Figure 4.3	Spécimens après rupture à l'essai de cisaillement .....	84
Figure 4.4	Cisaillement en fonction du déplacement .....	85
Figure 4.5	Enveloppe de Mohr Coulomb .....	89
Figure 4.6	a) Courbe d'hystérésis du spécimen CC1 et b) Courbe d'hystérésis du spécimen CC2 .....	90
Figure 4.7	Courbe d'hystérésis du spécimen CC1 à la jonction .....	91
Figure 4.8	Fissuration dans le bas des spécimens durant les essais cycliques .....	93
Figure 4.9	Essais de traction diagonale .....	95
Figure 4.10	Fissuration des spécimens suite aux essais de traction diagonale.....	96





## **LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES**

ASCE	American society of civil engineering
ASM	Accélération maximale au sol
ASTM	American Society for Testing Material
CNB	Code National du Bâtiment
MNA	Maçonnerie non-armée
UNESCO	Organisation des Nations unies pour l'éducation, la science et la culture



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

$A_n$	Aire nette, mm <sup>2</sup>
$C$	Cohésion, MPa
$CO_2$	Dioxyde de carbone
$f_a$	Contrainte axiale de compression causée par les charges de gravité, MPa
$f_{bs}$	Résistance à la compression de la pierre, MPa
$f_j$	Résistance à la compression du mortier, MPa
$f_m$	Contrainte de compression de la maçonnerie, MPa
$f_s$	Résistance au cisaillement du joint de mortier, MPa
$f'_m$	Résistance à la compression de la maçonnerie, MPa
$f'_{td}$	Résistance à la traction diagonale, MPa
$g$	Accélération gravitationnelle de la Terre, m/s <sup>2</sup>
$G'$	Module de cisaillement, MPa
$H$	Hauteur du spécimen, mm
$h_{eff}$	Hauteur effective, m
$L$	Largeur du mur, m
$P$	Force latérale appliquée, kN
$P_D$	Charge permanente non pondérée agissant au haut du mur, kN
$P_W$	Poids propre de mur, kN
$v_{me}$	Résistance au cisaillement attendue du lit de mortier, MPa
$V_R$	Résistance au cisaillement du mur, MPa
$v_{te}$	Résistance attendue au cisaillement du joint obtenue par essai, MPa
kN	Kilonewton
MPa	Mégapascal (Newton par millimètre carré)
$\alpha$	Coefficient considérant les conditions de retenue du mur
$\beta$	coefficient de la largeur sur la hauteur effective
$\Delta$	Déplacement au haut du muret, m



## INTRODUCTION

### Contexte et problématique

Le risque sismique d'une région peut être estimé par le produit de deux facteurs, soit l'aléa sismique et la densité de la population propre à ce lieu (Filiatrault, 1996). Plus précisément, le risque sismique est donné par le produit de l'aléa sismique et de la vulnérabilité de la population et des installations (infrastructures, bâtiments, etc.) exposées à cet aléa. L'aléa est la probabilité qu'un séisme d'une intensité donnée se produise en un endroit donné. Le Canada possède un très grand territoire, ainsi l'aléa sismique varie considérablement entre les différentes régions. L'aléa le plus élevé au pays est à l'Ouest du Canada. L'aléa de la ville de Victoria est défini par une accélération maximale au sol (AMS) de 1,30 g pour une période de retour de 2500 ans (probabilité de 2% en 50 ans) (RNC, 2016). Alors que l'aléa sismique au centre de Canada est plus faible avec une AMS typique inférieure à 0,15 g pour la même période de retour. Dans l'Est du Canada, l'AMS est de 0,72 g à Montréal et de 0,59 g à Québec et elle atteint 1,13 g à Charlevoix. La densité de la population, des infrastructures et bâtiments est déterminante dans le calcul du risque sismique. Plus la densité de la population et des installations est élevée, plus les dommages aux installations peuvent être importants et les pertes économiques et humaines (décès et blessures) qui en résultent sont élevées. Selon la densité de la population, le risque sismique d'une ville peut alors être élevé malgré un aléa sismique modéré. De ce fait, Montréal est la 2<sup>ème</sup> ville où le risque sismique est le plus élevé au Canada, après Vancouver. De plus, la majorité de la population canadienne vit dans des régions où le risque sismique est modéré-à-élevé. La majorité des pertes humaines et matérielles lors de séismes se produit généralement dans des endroits où les structures ne sont pas conçues pour résister aux séismes. Le séisme d'Haïti en 2010 et celui du Népal en 2015 en sont des exemples frappants avec plus de 250 000 et 4000 morts, respectivement (CNRC, 2017).

Les structures en maçonnerie non-armée (MNA) sont parmi les plus vieilles que l'on peut trouver au Canada et sont considérées comme parmi les plus vulnérables aux séismes. Elles

ont été construites selon les règles de l'art (et parfois les normes) en vigueur à l'époque de leur construction, souvent sans considération des charges sismiques. Cela est d'autant plus vrai pour la MNA de pierre traditionnelle construite du 17<sup>ème</sup> à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle. Étant donné cette vulnérabilité, il est important de bien connaître la réponse des bâtiments en MNA face aux charges dynamiques et sismiques. La réponse des structures en MNA aux charges latérales repose sur les propriétés mécaniques des matériaux (pierre, mortier et assemblage de maçonnerie), le système structural utilisé, le système de fondation, les caractéristiques des assemblages, etc. La connaissance de ces propriétés contribue à une meilleure évaluation structurale et sismique de ces bâtiments vulnérables. Suite à cette évaluation, des méthodes de réhabilitation et de renforcement appropriées peuvent être proposées pour améliorer la performance sismique et réduire la vulnérabilité de ces bâtiments.

Le présent mémoire tente d'apporter des éléments de réponse aux problématiques précédentes et à la question principale suivante : quelles sont les valeurs des caractéristiques mécaniques et la réponse typique de murs de maçonnerie de pierre, déterminantes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie de pierre traditionnelle de l'Est du Canada? Cette étude porte sur la caractérisation des murs de pierre massifs faits de deux parois séparées par un blocage de pierres et de débris enrobés de mortier. Elle inclut la caractérisation des matériaux et des assemblages et s'étend également à l'évaluation expérimentale de la réponse sous charges cycliques de murets de pierre massifs.



Figure I.1: Ancien hôpital général de Montréal

La maçonnerie de pierre traditionnelle de cette étude représente les murs des bâtiments à caractère historique du Vieux Montréal et du Vieux Québec, ce dernier faisant partie du patrimoine mondial de l'UNESCO depuis 1985 (UNESCO, 2018). La Figure I.1 illustre le type de bâtiments concernés par cette étude. Les murs massifs traditionnels sont reproduits par des murets en MNA de pierre calcaire avec des joints en mortier de ciment-chaux représentant les caractéristiques des mortiers traditionnels. Les spécimens étudiés sont construits selon les techniques de construction de l'époque afin de reproduire le plus fidèlement possible la composition et la géométrie et ce à une échelle de dimensions réduites, des murs massifs traditionnels que l'on retrouve dans ces vieux bâtiments.

## Objectifs

L'objectif principal de la présente recherche est de caractériser mécaniquement la maçonnerie de pierre traditionnelle à murs massifs et de définir la réponse des segments de murs sous charges cycliques en plan. Cet objectif principal est divisé en quatre sous-objectifs comme suit:

- 1) caractériser la géométrie et la composition des murs massifs en MNA traditionnelle en pierre;

- 2) caractériser la maçonnerie et ses composants, d'un point de vue mécanique, ou obtenir les propriétés mécaniques nécessaires à l'évaluation de la résistance latérale des murs en MNA;
- 3) documenter et quantifier la réponse sous chargement cyclique de murets de pierre massifs composés de deux parois avec remplissage de débris et mortier construits de façon traditionnelle;
- 4) documenter et quantifier la réponse de murets de pierre massifs fait de deux parois avec remplissage construits de façon traditionnelle pour des essais de traction diagonale.

## **Méthodologie**

Pour atteindre les objectifs de cette étude expérimentale, la méthodologie suivante a été adoptée :

- 1) réalisation d'une revue de littérature sur les matériaux, les propriétés, la géométrie, la composition, les recherches expérimentales réalisées et les méthodes de construction de murs en MNA traditionnelle en pierre;
- 2) élaboration et réalisation d'un programme d'essais en laboratoire pour déterminer les propriétés mécaniques de la pierre, du mortier et de la maçonnerie, soit l'assemblage de pierre et de mortier;
- 3) développement d'un montage expérimental adapté pour les essais de chargement cyclique;
- 4) construction de murets en MNA de pierre à échelle réduite selon la composition, la géométrie et la méthode de construction traditionnelle;
- 5) mise à l'essai sous chargement cyclique des murets construits précédemment.
- 6) analyse de résultats et comparaison avec la littérature et les normes

## **Organisation du mémoire**

Le mémoire est organisé en six chapitres. Le Chapitre 1 présente la revue de littérature sur laquelle s'appuie la recherche. Le Chapitre 2 décrit la méthodologie détaillée du programme



expérimental, les types d'essais et les données recherchées. Le Chapitre 3 présente les spécificités de la réalisation des montages expérimentaux développés pour effectuer les différents essais. Ce chapitre présente également une description des spécimens d'essais et de leur construction. Le Chapitre 4 présente les résultats et l'analyse qui découle des essais réalisés. Le Chapitre 5 propose les différentes conclusions et recommandations suite à la présente étude.

### **Originalité et retombées du projet**

Ce projet de nature essentiellement expérimentale est un des premiers s'attardant à la caractérisation mécanique et la réponse latérale de la maçonnerie traditionnelle de pierre des murs massifs (deux parois avec remplissage central). La maçonnerie étudiée tend à reproduire les matériaux généralement utilisés au Québec. Les montages élaborés pour le programme expérimental contribuent également à l'originalité de ce mémoire, puisqu'ils ont été conçus et construits spécifiquement pour le projet. L'ensemble des résultats obtenus permettront d'obtenir une meilleure évaluation de la résistance latérale des bâtiments étudiés pour déterminer dans quelle mesure ils peuvent résister aux accélérations d'un séisme correspondant à l'aléa sismique prescrit par le Code National du Bâtiment du Canada (CNBC).



## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LITTÉRATURE**

Ce chapitre présente une revue de littérature sur les travaux antérieurs concernant la caractérisation mécanique de la maçonnerie non armée avec l'emphase sur la maçonnerie de pierre. Afin de bien cerner le contexte de la recherche, on aborde également des sujets connexes tels : la maçonnerie, ses composantes, la sismicité, le comportement sismique des bâtiments en maçonnerie non armée ainsi que des notions de caractérisation expérimentale et de résistance latérale des murs en MNA.

#### **1.1 La maçonnerie traditionnelle en pierre**

##### **1.1.1 Maçonnerie : Définitions et généralités**

Les constructions en maçonnerie existent depuis des milliers d'années et sont utilisées pratiquement dans tous les pays du monde. Elles sont très répandues, car ce type de construction est relativement facile à réaliser et peu coûteux. Il existe plusieurs types de maçonnerie, dépendamment de la technique de construction et des matériaux utilisés. La résistance en compression de la maçonnerie varie selon la résistance à la compression des unités (pierre ou brique) et du liant utilisé (mortier de chaux et/ou ciment).

Comme l'utilisation de la maçonnerie varie selon les périodes de construction, il est important de comprendre l'histoire de la maçonnerie. D'après Beall (Beall, 2004), l'histoire de la maçonnerie est en lien étroit avec l'histoire de l'architecture, laquelle suit l'histoire de la civilisation. Dans les premières constructions, la pierre était utilisée telle que trouvée. Par la suite, la pierre a été taillée, coupée et lissée lorsque des outils suffisamment efficaces et résistants ont été développés. Plus tard, le recours à des joints de mortiers, entre les unités de maçonnerie a été introduit. L'invention de la brique a également apporté une certaine diversité à la maçonnerie en remplaçant la pierre. L'origine des briques est attribuable à la poterie (Plummer, 1962). La maçonnerie a donc d'abord été utilisée pour la construction des

défenses rudimentaires pour ensuite passer par les pyramides, les temples, les cathédrales et est maintenant généralement utilisée pour des maisons, des bâtiments de faible hauteur et plus souvent de manière structurale.

La maçonnerie se divise en une multitude de catégories : avec brique, avec pierre, avec des blocs de béton ou de verre, avec armature, à simple paroi, à double paroi (ou à cavité) ou la maçonnerie massive. Chacun de ces types de maçonnerie a des particularités et est utilisé pour différentes raisons. Par contre, tous les types de maçonnerie respectent les mêmes principes de base. Ces derniers sont relativement simples. Les blocs (qu'ils soient en pierre, en béton, en argile, etc.) sont placés sur un premier rang d'une épaisseur et longueur voulues avec un liant, du mortier en général, entre les blocs pour combler les joints. On appelle ce rang un lit de pose. Par la suite, une couche de mortier est placée sur tout le lit de blocs. Ces deux étapes sont refaites jusqu'à ce que le mur atteigne la hauteur souhaitée. Les blocs sont généralement plus résistants que le mortier et aussi moins coûteux. Par ailleurs, tous les blocs dans un mur de maçonnerie sont posés pour occuper un maximum d'espace pour un coût minimum et pour donner une bonne résistance à l'ouvrage. Comme la maçonnerie est résistante en compression, mais pas en tension, les structures en maçonnerie sont soit pleines (mur, défense, etc.) ou avec une arche pour éviter les contraintes de tension.

L'utilisation d'une maçonnerie massive, à paroi simple ou à cavité dépend surtout de la charge verticale à supporter et de la hauteur. Les charges que peut reprendre un mur de maçonnerie sont directement proportionnelles à l'épaisseur de ce dernier et la stabilité hors-plan est déterminée par l'épaisseur du mur et ses conditions de retenue.

Les murs de maçonnerie à simple paroi forment généralement les murs continus de structure de faible hauteur ou sont utilisés pour servir de cloisons. Plus étroits, ils ont une moins grande résistance aux charges verticales. De nos jours, ce type de maçonnerie en brique ou pierre est utilisé surtout pour des raisons esthétiques, alors que la maçonnerie de blocs de béton à paroi simple est fréquemment utilisée comme mur coupe-feu.

La maçonnerie moderne à paroi double ou à cavité est composée de deux parois séparées par un vide d'air et reliées par un treillis d'armature. De l'armature reprend les efforts de tension ce qui permet aux murs d'avoir une résistance plus grande.

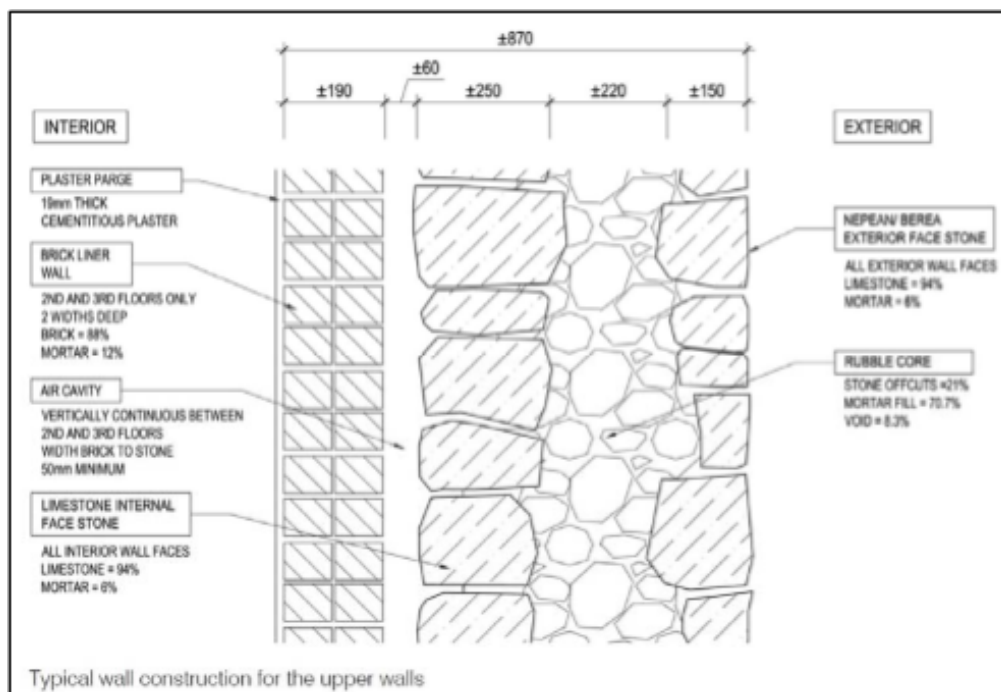


Figure 1.1: Composition de MNA à mur massif de pierre

La maçonnerie à murs massifs est composée de deux parois de maçonnerie de pierre séparées par un blocage de pierres et de débris de carrière enrobés de mortier, traditionnellement de chaux (voir Figure 1.1). Cette maçonnerie est très résistante, car elle est épaisse et ses multiples épaisseurs ont différents avantages. Premièrement, ces murs peuvent reprendre les charges provenant d'une arche ou d'un dôme sans problème, puisque la ligne de charge passe à l'intérieur de l'épaisseur du mur et ne provoque donc pas de tension. Deuxièmement, ce type de mur réduit les débris de chantier car ils sont utilisés entre les parois externe et interne du mur ce qui nécessite moins de mortier et réduit les coûts. Troisièmement, des pierres de blocage sont placées dans le sens perpendiculaire du mur. Ces blocs, appelés boutisses, créent des liens entre les parois du mur ce qui permet de le consolider, puisque les différentes parois travaillent ensemble. La Figure 1.2 montre un spécimen reconstitué en laboratoire de

maçonnerie traditionnelle en pierre à deux parois avec remplissage central et des boutisses qui sont des pierres qui traversent le mur transversalement.



Figure 1.2 Mur en MNA de pierre traditionnelle en construction

La maçonnerie formée de pierre est le plus ancien type de maçonnerie, puisqu'il s'agit d'une ressource facilement accessible. Les briques en argile sont vite devenues très utilisées et pouvaient être fabriquées à la main. Elles sont de forme régulière et peu coûteuses. Leur régularité permet de faire des structures plus facilement puisqu'il suffit de les empiler et aucune taille n'est requise contrairement à la pierre. Ce n'est que beaucoup plus tard que les blocs en béton sont venus prendre une place dans la construction en maçonnerie. Les blocs en béton offrent une résistance comparable à celle de la pierre et le côté pratique des briques. Par contre, leur coût est beaucoup plus élevé.

Le type de maçonnerie à l'étude dans cette recherche représente le type de construction utilisé dans les bâtiments originaux de 2 à 4 étages que l'on retrouve dans le Vieux Montréal et le Vieux Québec, construits entre 1696 et 1929 (Antunez, 2014). Il s'agit d'une construction à murs massifs constitués de deux parois de pierres prismatiques et d'un remplissage central fait des débris de taille et de mortier. L'appareil est à assises régulières, i.e. les pierres sont taillées de longueur variable mais ont toutes la même hauteur. La pierre et le mortier utilisés sont décrits dans les sections suivantes.

### 1.1.2 Pierre

La pierre est un matériau de construction qui varie selon le type, la région et l'époque de la construction. Malgré cette grande diversité, la pierre reste un des matériaux de construction les plus répandus. Cette utilisation est due au fait que c'est un matériau peu coûteux, facilement accessible, durable et qui demande peu d'expertise. En général, la pierre a un comportement fragile qui offre une bonne résistance en compression mais une faible résistance en tension. Les cinq principales sortes de pierre que l'on peut retrouver au Québec sont : le granite, le grès, l'ardoise, le marbre et le calcaire (Beall, 2004).

Le granite est une pierre très dure qui a une résistance de 53 à 414 MPa (Beall, 2004). C'est une roche ignée composée en grande partie de silice et de silicate. La norme ASTM C615 (2011) traite la mise à l'essai de ce type de pierre.

Le grès a une résistance en compression qui varie énormément selon les types d'agent cimentaire qui font partie de sa formation soit entre 13,8 et 137,9 MPa (Beall, 2004). Cette roche est sédimentaire et est formée de sable et de grains de quartz. Ce type de maçonnerie est traité dans la norme ASTM C616 (*ASTM*, 2015).

L'ardoise est une pierre qui est formée d'une multitude de petites couches, comme un paquet de feuilles, ce qui rend sa résistance difficile à déterminer (Beall, 2004). Cette roche est métamorphique à base de dépôts sédimentaires d'argile et de schiste. La norme ASTM C629 (*ASTM*, 2015) couvre et classe l'utilisation de ce type de pierre.

Le marbre a généralement une résistance à la compression de l'ordre de 138MPa et est durable lorsqu'il se trouve dans un climat sec (Beall, 2004). Cette roche est formée de calcaire métamorphosé et est régie par la norme ASTM C503 (*ASTM*, 2015).

Selon le gisement exploité, la résistance du calcaire varie entre 12,4 et 193 MPa (Beall, 2004). Cette pierre est une roche sédimentaire principalement formée de carbonate de

calcium et de carbonate de magnésium. Le calcaire a une résistance approximativement égale dans tous les sens et c'est la norme ASTM C568 (ASTM, 2015) qui classifie ce type de pierre. Le calcaire est le type de pierre étudié dans la présente étude.

Les autres propriétés mécaniques et physiques de la pierre varient aussi beaucoup. Le module de Young varie entre 13 100 et 124 000 MPa et le module de rupture entre 2,1 et 62,1 MPa. Le taux d'absorption, masse d'eau que peut absorber la pierre par rapport à son poids, se situe entre 0,2 et 20 % selon de type de pierre. Pour ce qui est de la densité, elle est typiquement comprise entre 1600 et 2900 kg/m<sup>3</sup> (Beall, 2004).

### **1.1.3 Mortier de chaux et de ciment/chaux**

Le mortier sert à lier les unités de la maçonnerie. Il est composé d'un liant, d'eau et de sable. Depuis le début des constructions avec mortier, ses différentes composantes n'ont pas beaucoup changé à l'exception des liants qui ont beaucoup évolué. Les autres composantes, soit l'eau et le sable, n'ont pratiquement pas changé, bien que la granulométrie du sable et sa composition soient de plus en plus contrôlées.

Les liants ont évolué au fil des découvertes dans le domaine. On a d'abord utilisé de la simple boue jusqu'à la découverte des effets bénéfiques du chauffage sur la résistance mécanique de l'argile. Après la découverte de la chaux, qui est du calcaire chauffé à haute température, cette dernière a été employée pour faire les premiers mortiers. La chaux qui sort d'un four est appelée chaux vive. Lors de la confection de la chaux vive, on a remarqué qu'il était possible de l'hydrater pour obtenir une meilleure performance et une réaction moins violente lors de la confection du mortier, laissant place à la chaux hydratée. Ainsi on a d'abord utilisé uniquement de la chaux vive comme liant dans le mortier pour ensuite utiliser un mélange de chaux vive et de chaux hydratée, puis uniquement de la chaux hydratée, puis un mélange de chaux hydratée et de ciment et pour finir avec uniquement du ciment Portland dans les mélanges de mortier modernes. À noter que l'utilisation de ciment naturel, un liant



hydraulique naturel fabriqué à partir d'une seule matière première, pouzzolane, a précédé celle du ciment Portland.

D'après Speweik (Speweik, 1995), la première norme sur le mortier a été publiée en 1944 dans l'ASTM C270 (*ASTM*, 2014). C'est-à-dire que les constructions en maçonnerie qui précèdent cette date ne suivent pas de norme. Le Tableau 1.1 présente les formulations, en volume, des mortiers recommandées par la norme ASTM C270 (*ASTM*, 2014) et CSA A179 (CSA, 2014) pour des mortiers à base de ciment Portland et/ou de chaux. On identifie dans ce tableau les types de mortiers selon la classification de 1944 et celle en vigueur depuis 1954.

Tableau 1.1 Formulation des mortiers selon la norme ASTM C270 et CSA A179

Type 1944	Type 1954	Résistance à la compression (MPa)	Ciment portland	Ciment à mortier/ maçonnerie *	Chaux hydratée	Combiné des liants	Sable
			Liant				
A-1	M	17,25	1	1 (N)	0	2	4,5 à 6
			0	1 (M)	0	2	4,5 à 6
			1	0	0,25	1,25	2,81 à 3,75
A-2	S	12,40	0,5	1 (N)	0	1,5	3,38 à 4,5
			0	1 (S)	0	1	2,25 à 3
			1	0	0,25 à 0,5	1,25 à 1,5	2,81 à 4,5
B	N	5,17	0	1 (N)	0	1	2,25 à 3
			1	0	0,5 à 1,25	1,5 à 2,25	3,38 à 6,75
C	O	2,40	0	1 (N)	0	1	2,25 à 3
			1	0	1,25 à 2,5	2,25 à 3,5	5,06 à 10,5
D	K	0,51	1	0	2,5 à 4	3,5 à 5	7,88 à 15

\* les lettre N, S ou M entre parenthèse réfèrent au type de ciment de mortier/maçonnerie qui est utilisé, puisqu'un mélange d'un type peut contenir du ciment d'un autre type. La plage des valeurs de la résistance à la compression est déterminante dans l'appellation du type de mortier. Ainsi, selon la norme un mortier de type S peut contenir du ciment de mortier/maçonnerie de type N combiné avec du ciment portland lui donnant une résistance à la compression de l'ordre de 12,4 MPa.

Le mortier de chaux est un mortier particulier qui était utilisé dans la construction des murs de maçonnerie traditionnelle. Ce type de mortier a surtout été développé dans l'antiquité et a connu un regain d'utilisation jusqu'au 19<sup>ème</sup> siècle. Le rôle de la chaux est de faire office de liant comme le ciment, mais avec une prise qui se fait en présence d'eau et de gaz carbonique, CO<sub>2</sub>. La prise de ce liant est plus lente et sa résistance dépend des proportions utilisées pour la formation de la chaux. Pour ce qui est des proportions volumétriques, la formulation peut varier selon les sources et les constructeurs qui font les travaux. Puisque le mortier était fait à l'époque par des travailleurs d'expérience, les proportions changent selon le maçon ayant construit le mur à l'origine.

Une revue de la documentation des projets de réfection de 6 bâtiments en maçonnerie (Moretti, 2017) de pierre a permis d'établir que la formulation des mortiers de chaux traditionnels est volumique pour la majorité des structures. Elle s'établit autour de deux portions de chaux, six à huit portions de sable et une à deux portions d'eau. La formulation des mortiers de ciment/chaux tourne plus autour d'une portion de ciment, pour deux portions de chaux, pour six portions de sable et une à deux portions d'eau. En général, une portion d'eau est utilisée et la deuxième portion est partiellement ou totalement utilisée pour avoir une bonne consistance. Cette absence de formulation précise explique partiellement les grands écarts que l'on trouve entre les différents mortiers. Selon le rapport de (IRC-NRC, 2007), des mortiers avec des proportions de 1 (ciment), 2,5 (chaux) et 8 (chaux) ont obtenu des résistances à la compression entre 5,0 et 13,8 MPa. Ce même rapport donne les résultats d'essais de résistance à la compression de mortier hydraulique entre 1,0 et 4,3 MPa pour une formulation de 1 portion de ciment et 2 portions de sable, ainsi qu'une résistance à la compression de mortier hydraulique entre 0,3 et 2,7 MPa pour une formulation de 1 portion de ciment et 3 portions de sable.

Les mortiers de chaux et de ciment-chaux ont des propriétés mécaniques qui varient beaucoup (voir Tableau 1.1). Les mortiers de réfection de nos jours ont sensiblement les mêmes propriétés mécaniques pour permettre de bonnes réparations. Il va sans dire qu'il est facile de faire des mortiers beaucoup plus résistants et moins déformables dans le cadre de la

restauration de MNA, mais ces derniers ne se comporteraient pas de façon similaire au mur d'origine et poseraient des problèmes de compatibilité de déformation, thermique et de porosité. Le type de mortier utilisé dans les murs de la présente recherche est un mortier de ciment-chaux.

#### 1.1.4 Propriétés mécaniques de la MNA

Les propriétés mécaniques de la MNA requises pour l'évaluation de la résistance latérale d'un mur sont : la résistance à la compression de la maçonnerie,  $f_m$ , la résistance au cisaillement du joint de mortier,  $f_s$  et la résistance à la traction diagonale de la maçonnerie,  $f_{td}$ . Ces propriétés dépendent de la résistance mécanique des unités et du mortier. La littérature propose des équations empiriques pour relier la résistance à la compression de la maçonnerie à celle des unités et du mortier (CEN, 2005). En particulier l'Eurocode 6 propose l'équation 1.1 pour la maçonnerie de brique moderne.

$$f_m = 0,45 f_{bs}^{0,7} f_j^{0,3} \quad (1.1)$$

Où  $f_{bs}$  et  $f_j$  représentent respectivement la résistance en compression de la brique et du mortier.

Moretti (2017) a démontré que cette équation n'arrive pas à prédire correctement la résistance à la maçonnerie de pierre calcaire avec mortier de chaux utilisée au Québec. À titre indicatif le Tableau 1.2 suivant donne un aperçu des résistances à la compression de maçonnerie composée de différents types de pierre avec mortiers de chaux et/ou de ciment. La résistance de la maçonnerie varie énormément selon le mortier et les unités utilisées. La résistance des unités est toujours plus grande que celle de l'assemblage.

Tableau 1.2 Résistance à la compression de maçonnerie

<b>Composantes de la MNA</b>	<b>Référence</b>	<b>Résistance à la compression des unités <math>f'_{bs}</math></b>	<b>Résistance à la compression du mortier <math>f'_j</math></b>	<b>Résistance à la compression de la maçonnerie <math>f'_m</math></b>
Calcaire et mortier de chaux/ciment	(Moretti, 2017)	101 MPa	3,3 MPa	33,2 MPa
Tuile d'argile et mortier de ciment	(Therrien, 2012)	18,8 MPa (aire brut) et 59,5 (aire net)	17,9 MPa	7,1 MPa (aire brut) et 28,0 MPa (aire net)
Maçonnerie avec pierre de type Serena (grès)	(Anzani, Binda, & Fontana, 2003)	31,8 MPa	5,5 MPa	15,3MPa

Selon Petry (2015), les valeurs de résistance à la traction diagonale de la maçonnerie de pierre rapportées dans la littérature sont autour de 10% de la résistance du mortier. Selon Vanin (2017) qui a fait une étude regroupant 123 essais quasi-statiques cycliques, la résistance à la compression de la MNA varie d'un peu moins de 1 MPa à 73 MPa et cette résistance dépend grandement du type de mortier ainsi que du type d'unité utilisés.

### 1.1.5 Méthode de construction

Les méthodes de construction de la maçonnerie sont différentes selon le lieu et l'époque de la construction. En général, les techniques de travail suivent l'évolution de la technologie, c'est-à-dire que plus la société est avancée d'un point de vue technologique, plus les méthodes de

travail sont efficaces et perfectionnées. Puisque la présente étude porte sur des murs de maçonnerie correspondant à des constructions de plus de 90 ans, il est important de vérifier les règles de l'art de l'époque afin de pouvoir les reproduire le plus fidèlement possible. Les méthodes de construction qui correspondent aux murs du présent mémoire ont certaines particularités. M. Jean-Luc Gaillard, maçon professionnel chez Maçonnerie LMR, est spécialisé dans la réhabilitation et la construction des murs en MNA traditionnelle. Il a partagé ses connaissances sur les méthodes de construction traditionnelle.

Premièrement, la taille des pierres se faisait à la main et avec des petits outils manuels. Ces outils se résumaient généralement à une petite masse et une chasse, illustrées à la Figure 1.3. Bien que l'utilisation de ces outils soit simple, il est important de savoir les manier correctement afin de diminuer les pertes. L'idéal est de faire une taille qui rend la pierre droite à l'extrémité comme un prisme à base rectangulaire. Pour obtenir un tel résultat, il faut donner un petit angle à la chasse lorsqu'il y a contact entre la chasse et la masse. Si l'angle est trop grand, la pierre sera plus grande à la base et plus petite en haut, un peu comme la pente d'un ravin. Si l'angle n'est pas assez grand ou que la chasse est perpendiculaire à la pierre, on obtient un angle rentrant vers l'intérieur. La distance, entre l'extrémité de la chasse et l'extrémité de la pierre, a également une influence sur le résultat d'une taille. Si cette distance est trop grande, la pierre ne se brisera pas ou la cassure ira dans n'importe quel sens. Si la distance est trop courte, il n'y aura que le coin de la pierre qui se détachera.



Figure 1.3 Masse et chasse

Deuxièmement, les débris de construction étaient réutilisés en quasi-totalité. À l'époque de la construction des murs massifs en pierre, pratiquement tous les débris étaient placés entre les parois pour réduire les coûts de construction. Le fait de placer les débris au centre des murs diminuait la quantité de mortier utilisée (par conséquent les coûts qui lui sont reliés), réduisait les coûts pour envoyer des débris au site d'enfouissement et simplifiait la logistique reliée aux rebuts.

## **1.2 Notions de base sur la sismicité**

Les séismes sont imprévisibles et potentiellement très dangereux. Il n'est pas encore possible de prévoir avec précision le lieu, le moment et la force d'un séisme. Il est toutefois possible de prédire certaines caractéristiques importantes des tremblements de terre qui pourraient toucher une région et le niveau d'intensité probable en s'appuyant sur l'historique des séismes passés, puisque les tremblements de terre d'une région sont généralement similaires.

### **1.2.1 Les séismes**

Il existe quatre types de séismes : tectonique, volcanique, polaire et artificiel. Peu importe l'origine du tremblement de terre, le résultat est toujours un mouvement du sol avec une amplitude et un contenu fréquentiel plus ou moins variables. L'origine des séismes tectoniques est un relâchement d'énergie cumulée dans le sol. Cette énergie est emmagasinée sous forme de compression qui est produite par le mouvement des plaques tectoniques. Lorsque l'énergie accumulée excède la capacité du sol, il y a un relâchement brusque et la génération d'un séisme. Le lieu où se produit le séisme dans le sous-sol est nommé foyer. Le point à la surface, au-dessus du foyer, est appelé épicentre. Le mouvement du sol résulte de deux catégories d'ondes : les ondes de volume, elles-mêmes divisées en deux sous-catégories (ondes primaires ou longitudinales ou de compression P, et ondes secondaires ou de cisaillement S) et les ondes de surface (divisées en ondes de Love et de Rayleigh). Comme les séismes se produisent à la suite d'une rupture dans le sol et se propagent dans le sol avant d'arriver à la base de la construction, la propagation des ondes sismiques peut être amplifiée ou atténuée. Pour un même séisme, il est donc possible d'observer différentes accélérations

au sol selon l'emplacement (le site) de la construction, et ce même si les distances de l'épicentre et du foyer sont identiques. Le CNBC définit les sites en cinq catégories d'emplacement sismique (de A à E) (CNRC, 2017). Ces catégories sont classifiées selon des propriétés géotechniques des différents sols. Cette classification permet de définir des coefficients d'amplification ou d'atténuation pour chaque catégorie d'emplacement. Ces coefficients d'amplification (donnés par CNB) seront ensuite appliqués aux spectres de calcul utilisés pour la conception ou l'évaluation des structures. Il est important de noter que les valeurs d'accéléérations spectrales du CNBC sont données pour un site d'emplacement sismique de catégorie C, qui est le site de référence.

### **1.2.2 Sismicité de l'Est du Canada**

L'Est du Canada comporte plusieurs zones de sismicité différentes. La région du Charlevoix est considérée comme ayant une forte sismicité, alors que le reste du Québec est à sismicité modérée (RNC, 2016). La sismicité du Québec est particulière, car le Québec n'est pas situé sur le bord d'une plaque tectonique comme la majorité des endroits à sismicité modérée ou élevée. Plusieurs spécialistes pensent que sa sismicité est due à une réactivation d'un système de failles de rift qui date de plusieurs millions d'années (Filiatrault, 1996). Il y a donc trois principales zones pour les séismes au Québec : l'Ouest du Québec, Charlevoix et le bas St-Laurent. Les séismes les plus intenses que le Québec a ressentis étaient d'une magnitude de 7,2 à Terre-Neuve (ressenti jusqu'au Québec en 1929), de 7,0 dans la région de Charlevoix-Kamouraska en 1663. Ce dernier a causé des dommages à la maçonnerie non-armée de la ville de Québec (cheminées et structures semblables) (RNC, 2016). D'intensité moindre, le séisme de 1732 dans la région de Montréal d'une magnitude de 5,8 a aussi causé des dommages à la maçonnerie non-armée (cheminées et murs). Il est important de noter que la magnitude d'anciens séismes a été estimée indirectement sur la base des dommages et témoignages des personnes qui ont vécu (RNC, 2016). Leurs valeurs ne sont donc pas totalement fiables. Par ailleurs, compte tenu de la géologie de la plaque tectonique nord-américaine, le taux de dissipation de l'énergie est faible (atténuation des ondes sismiques) et les séismes sont ressentis sur une large zone. Caractérisés par un contenu fréquentiel élevé,



ils sont aussi plus dommageables pour les structures de faibles périodes, tels que les bâtiments en MNA à l'étude.

### **1.2.3 Conséquences des séismes**

Comme mentionné en introduction, les séismes peuvent causer des pertes humaines et matérielles très importantes. Lorsqu'un bâtiment n'est pas conçu pour résister aux séismes, les pertes sont généralement beaucoup plus grandes. Si l'on compare différents séismes entre eux, on remarque que les pertes ne sont pas uniquement liées à la densité de population et la force du séisme. Par exemple, en 2010 à Haïti, un séisme de 7,0 sur l'échelle de Richter a fait plus de 250 000 morts et de lourds dommages matériels (CNRC, 2017; CNRS, 2015). Alors qu'au Japon en 2011, un séisme de 8,9 sur l'échelle de Richter avec un tsunami a fait seulement près de 16 000 morts et des dommages matériels importants. En considérant ces deux séismes, on remarque que le séisme le plus puissant est également le moins dommageable, malgré une densité de population plus élevée au Japon. La principale raison de cette différence en pertes matérielles et humaines vient du fait que les installations d'Haïti ne sont pas conçues pour les séismes alors que le Japon possède des installations mieux adaptées aux séismes. Cette simple comparaison permet de voir que les bâtiments qui ne sont pas conçus pour résister aux séismes sont vulnérables. C'est malheureusement le cas des bâtiments en MNA. Les événements sismiques au Québec dans le passé ont causé des dommages matériels importants pour des séismes relativement faibles. Le 26 novembre 1988, un séisme de magnitude de 5,9 au Saguenay a causé des dommages importants à la maçonnerie de l'ancien hôtel de ville de Montréal-Est qui se trouve à 350 km de l'épicentre (RNC, 2016).

## **1.3 Comportement des bâtiments en MNA durant les séismes**

### **1.3.1 Dommages aux bâtiments en MNA de pierre durant les séismes**

Les constructions en maçonnerie sont beaucoup plus lourdes que les constructions en bois, en acier ou même au béton armé. Cette masse importante est due au fait que les murs de maçonnerie sont très épais et ne contiennent pratiquement pas de vide. Un des problèmes

reliés à l'importance de cette masse est que les forces latérales que doit reprendre un bâtiment lors d'un séisme sont directement proportionnelles à la masse du bâtiment. La rigidité des murs de maçonnerie est aussi très élevée, ce qui a pour impact d'attirer de fortes forces sismiques. De plus, la capacité de dissipation d'énergie par déformation inélastique, ou ductilité, est très faible voire presque inexistante ce qui constitue un comportement fragile et très défavorable lors d'un séisme. Pour pallier à cette déficience on peut ajouter de l'acier d'armature à la maçonnerie ce qui n'est pas le cas de la MNA. Comme les bâtiments en maçonnerie sont généralement de faible hauteur, ces derniers ont une faible période naturelle (ou une fréquence élevée). Ces bâtiments sont donc plus susceptibles de subir des dommages lors de séismes au contenu fréquentiel élevé, comme c'est le cas dans l'Est du Canada (RNC, 2016). Ces bâtiments sont aussi soumis à une AMS élevée selon le spectre de conception du CNBC. Ces caractéristiques expliquent en partie les dommages importants aux bâtiments en MNA partout autour du monde lors de séisme. À cela s'ajoutent les problèmes reliés à la qualité de la construction, à la qualité des matériaux, à la détérioration, à la qualité des ancrages entre les murs et les planchers, etc.

L'observation des dommages aux constructions en MNA de pierre lors des séismes passés partout dans le monde a permis de mieux comprendre le comportement de ces bâtiments. En particulier les séismes de l'Aquila en Italie en 2009 (Schlagenhauf, 2009) et de Christchurch, Nouvelle-Zélande, en 2010 et 2011 (Ingham, 2011) ont confirmé que les dommages que subissent ce type de construction se manifestent par des ruptures hors-du plan et des ruptures dans le plan.

Les figures suivantes illustrent les dommages observés aux bâtiments en MNA : chutes de pignons, cheminées ou parapets, Figure 1.4, ou de murs, Figure 1.5, causées par des ruptures hors-du plan. Il est par contre parfois difficile d'identifier le mode de rupture à l'origine du dommage car plusieurs mènent à l'effondrement. Ces modes de rupture sont discutés à la section suivante.



Figure 1.4 Exemple de rupture de différents bâtiments en MNA : a) Cheminée instable, b) Pignon effondré, c) Parapet effondré et d) Rupture en poinçonnement au niveau des ancrages du mur  
Tirée de Ingham (2011)



Figure 1.5 Dommages sur des bâtiments en maçonnerie : a) Rupture d'un mur extérieur et b) Rupture de mur extérieur d'un deuxième étage  
Tirée de Klingner (2006)

### 1.3.2 Modes de rupture en plan des murs en MNA

L'étude des dommages aux bâtiments en MNA a permis d'identifier quatre principaux modes de rupture en plan. Il s'agit de la rupture par traction diagonale, par glissement du joint, par balancement et par écrasement au pied. La prépondérance d'un mode de rupture est fonction de plusieurs paramètres : la géométrie du mur (hauteur, longueur, épaisseur), le poids du mur, la charge verticale et la résistance de la maçonnerie (à la compression, à la traction et au cisaillement) laquelle dépend des propriétés mécaniques des composantes, pierre et mortier.

La rupture par traction diagonale est caractérisée par l'apparition de fissures qui suivent la diagonale du mur. Ce type de rupture se produit généralement sur des murs trapus et sous une grande charge verticale. Lorsque les blocs du mur en MNA sont très résistants, la rupture se produit dans les joints de mortier et donne un motif en escalier (voir Figure 1.8). Plus les charges verticales sont importantes, plus il y a de chance que les fissures suivent une diagonale droite qui passe par les blocs et joints de mortier. Selon Bruneau (Bruneau, 1994), ce type de rupture peut contribuer à une rupture hors-plan. Ce mode de rupture est considéré comme un état limite de service dans la littérature, puisque ce mode de rupture cause des déformations importantes, mais pas de rupture en plan.

Le glissement se produit généralement dans un joint de mortier (voir Figure 1.8). Ce type de rupture survient lorsque les forces de cisaillement sont plus grandes que la résistance d'un plan donné, laquelle dépend principalement de la résistance au cisaillement du joint de mortier. Le glissement se produit sous de faibles charges verticales et conserve une certaine résistance résiduelle après la rupture, due à la friction.

Le balancement est dû à une rupture en traction à la base d'un mur en MNA. Lors de ce type de rupture, le centre du mur reste en un seul morceau et se balance d'un côté et de l'autre (voir Figure 1.8). Ce mode de défaillance est généralement dû à une faible résistance en tension ou un mauvais ancrage du mur dans sa fondation ou sol.



Figure 1.6 Rupture des piliers par balancement

L'écrasement est un mode de rupture qui est dû à une force de compression trop élevée. Ce mode de défaillance accompagne généralement le balancement du mur et se produit généralement dans un des coins du mur à la base. On nomme cette rupture un écrasement au pied (voir Figure 1.8). Un écrasement peut également se produire sur toute la base, mais c'est très rare, puisque les murs de maçonnerie sont très résistants aux charges gravitaires.

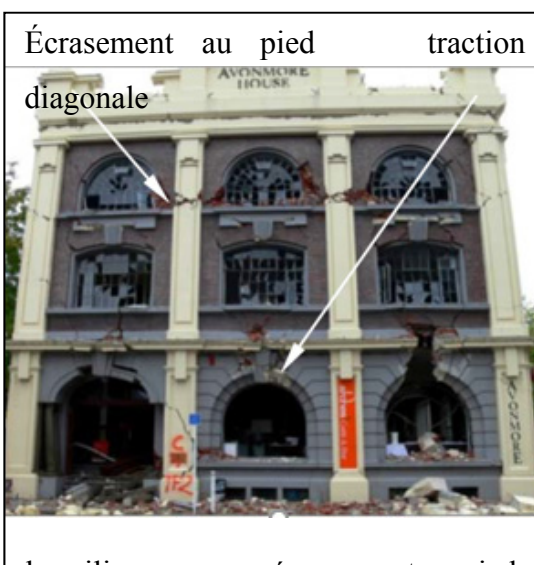


Figure 1.7 Rupture des piliers par avec écrasement au pied et traction diagonale

Les équations permettant d'évaluer la résistance d'un mur à chacun de ces modes de rupture sont présentées à la section 1.3.3.

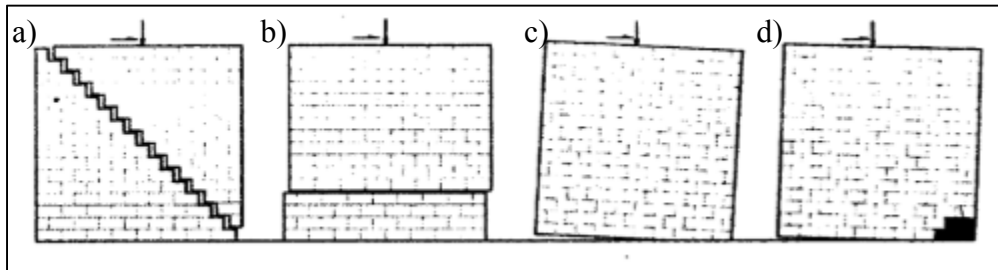


Figure 1.8 Modes de rupture en plan d'un mur en MNA : a) Traction diagonale, b) Glissement, c) Balancement et d) Écrasement  
Tirée de ElGawady (2007)

Selon la Federal Emergency Management Agency (FEMA, 2003), quatre niveaux d'endommagements sont définis pour la dégradation d'un mur en MNA: les dommages superficiels ou légers qui n'ont pas d'impact structural, les dommages modérés qui ont un impact structural, mais qui ne demandent pas de réparations, les dommages étendus qui ont un grand impact structural avec des déformations qui demandent des réparations majeures et les dommages majeurs qui ont un grand impact structural, qui demandent de grandes réparations pour retrouver l'intégrité structurale. Dans ce dernier cas, le bâtiment est effondré ou à la limite de l'être.

### 1.3.3 Évaluation de la résistance latérale des murs en MNA

La résistance latérale  $V_R$  d'un mur en MNA est donnée par la résistance minimale à chaque mode de rupture probable décrit à la section précédente. Plusieurs auteurs ont proposé des équations pour évaluer la résistance d'un mur aux différents modes de rupture. L'ASCE-41 propose une série d'équations pour évaluer cette résistance (ASCE, 2017). Ces dernières sont détaillées ici et se réfèrent à la Figure 1.9 pour la définition des paramètres géométriques.

$$V_R = \min(V_{bal.}, V_{glis.}, V_{écras.}, V_{td}) \quad (1.2)$$

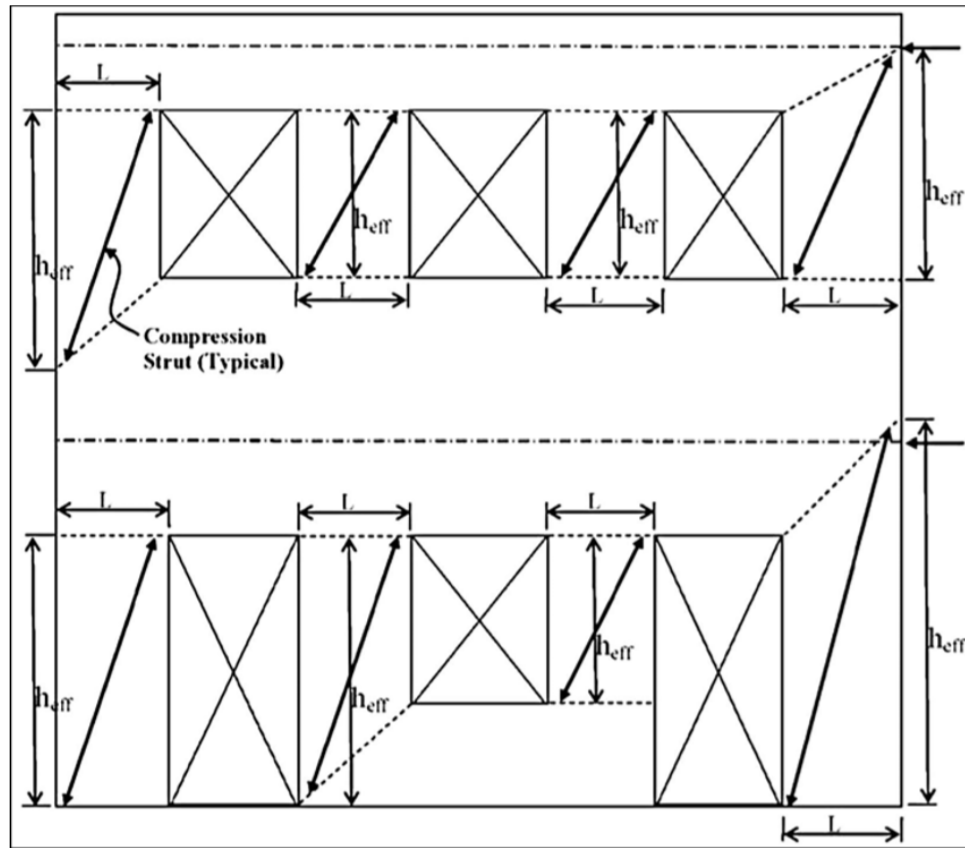


Figure 1.9 Hauteurs effectives des sections d'un mur en MNA  
Tirée de ASCE (2017)

La résistance au balancement d'un mur dont la hauteur effective ( $h_{eff}$ ), illustrée à la Figure 1.9, est donnée par l'équation 1.3 :

$$V_R = V_{bal} = 0,9 (\alpha P_D + 0,5 P_W) \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (1.3)$$

- Où :
- $V_{bal}$  = Résistance au balancement du mur (N)
  - $P_D$  = Charge permanente non pondérée agissant du haut du mur (N)
  - $P_W$  = Poids propre du mur (N)
  - $L$  = Largeur du mur (mm)
  - $h_{eff}$  = Hauteur effective du mur (mm)
  - $\alpha$  = Coefficient considérant les conditions de retenue du mur  
= 0,5 pour un mur porte-à-faux (comme utilisé dans cette recherche)

L'équation 1.4 est proposée pour prédire la résistance au glissement le long des joints :

$$V_R = V_{Glis,1} = v_{me} A_n \quad (1.4)$$

$$v_{me} = \frac{0,75 \left( 0,75 v_{te} + \left( \frac{P_D}{A_n} \right) \right)}{1,5} \quad (1.5)$$

Où :  $V_{Glis,1}$  = Résistance au glissement du mur (N)

$v_{me}$  = Résistance attendue du lit de mortier (MPa)

$A_n$  = Aire nette (du mortier) de la section du mur pouvant glisser (mm<sup>2</sup>)

$v_{te}$  = Résistance attendue au cisaillement du joint (MPa) obtenue par essai de cisaillement (MPa)

La résistance résiduelle au glissement des joints, après la fissuration initiale, est donnée par l'équation 1.6 :

$$V_R = V_{Glis,2} = 0,5 P_D \quad (1.6)$$

La résistance à l'écrasement au pied du mur est donnée par l'équation 1.7 :

$$V_R = V_{écras} = (\alpha P_D + \alpha 0,5) \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \left( 1 - \frac{f_a}{0,7 f'_m} \right) \quad (1.7)$$

Où:  $V_{écras}$  = Résistance à l'écrasement au pied du mur (N)

$f'_m$  = Résistance à la compression de la maçonnerie (MPa)

$f_a$  = Contrainte axiale de compression causée par les charges de gravité (MPa)



L'équation 1.8 est proposée par l'ASCE pour calculer la résistance à la traction diagonale d'un mur:

$$V_R = V_{td} = f'_{td} A_n \beta \left( 1 + \frac{f_a}{f'_{td}} \right)^{1/2} \quad (1.8)$$

Où :  $V_{td}$  = Résistance à la traction diagonale du mur (N)

$f'_{td}$  = Résistance minimale à la traction diagonale (MPa), obtenue par l'essai de traction diagonale

$\beta$  =  $L/h_{eff}$  (avec  $0,67 \leq \beta \leq 1,0$ )

Finalement, rappelons que la résistance au cisaillement théorique d'un mur en MNA ( $V_R$ ) est égale à la plus petite des valeurs de  $V_R$  calculées selon les formules ci-dessus, tel qu'écrit dans la formule 1.2.

#### 1.4 Caractérisation expérimentale de la maçonnerie

La caractérisation expérimentale de la maçonnerie a pour objectif de caractériser mécaniquement les composantes (pierre, brique et mortier), la maçonnerie dans son ensemble (assemblage unité-mortier) ainsi que la réponse d'un mur de maçonnerie. Cette section jette un regard sur les différents essais normés sur la maçonnerie et ses composantes ainsi que les études qui ont été faites en Italie, en Suisse et au Canada. Ces essais permettent de déterminer certains paramètres présents dans les équations de la section précédente. Ces paramètres sont la résistance à la traction diagonale,  $V_{td}$ , la résistance à la compression de la maçonnerie,  $f'_m$ , et la résistance au cisaillement d'un joint de mortier,  $v_{te}$ . La géométrie (largeur, hauteur et épaisseur) est également un paramètre à déterminer pour trouver la résistance latérale d'un mur de MNA.

Ainsi, les essais sur les matériaux sont primordiaux, puisque leurs propriétés sont déterminantes pour la résistance et le comportement du mur face aux charges.

#### 1.4.1 Essais sur la pierre

Les essais sur la pierre sont traités dans cette recherche portent sur la résistance à la compression de la pierre,  $f'_m$ . La norme ASTM C170/C170M (*ASTM*, 2017) régit ce type d'essai. Elle traite plus spécifiquement des essais sur des spécimens en pierre de forme cubique ou cylindrique. Cette norme spécifie un taux de chargement de 0,5 MPa/s avec des spécimens d'une dimension minimale de 50 mm de côté pour les cubes ou le diamètre des cylindres. Un minimum de cinq spécimens est requis par la norme.

#### 1.4.2 Essais sur le mortier

Les essais sur le mortier ont pour objectif de caractériser ce dernier d'un point de vue mécanique dont la résistance à la compression,  $f'_j$ , d'intérêt pour la présente recherche. La norme ASTM C109 (*ASTM*, 2016b) encadre la procédure d'essai pour obtenir une résistance à la compression d'un mortier. Pour chaque mélange de mortier, la résistance de minimum trois cubes de 51 millimètres d'arrête doit être déterminée. La norme spécifie aussi les proportions à respecter pour les différentes formulations de mortier (voir le Tableau 1.1) ainsi que les exigences de cure. À noter que pour cette étude, un mortier de ciment-chaux représentatif de l'époque a été choisi et sa formulation n'est donc pas conforme à la norme.

#### 1.4.3 Essais sur l'assemblage pierre-mortier ou maçonnerie

Les essais sur assemblage de pierre-mortier suivent différentes normes selon la propriété mécanique recherchée.

##### 1) résistance à la compression

La norme ASTM C1314 (*ASTM*, 2016b) donne le protocole pour les essais de compression sur les assemblages d'unités et de mortier. Les spécimens doivent avoir une hauteur minimale de 100 mm, les autres dimensions ne sont pas spécifiées. La norme spécifie un taux de chargement uniforme qui donnera une rupture en une minute au minimum et en deux minutes au maximum. Cette norme peut être adaptée pour la MNA de pierre.

## 2) résistance au cisaillement du joint

Il n'y a pas de norme spécifique pour les essais de cisaillement sur un joint de mortier en laboratoire. La norme ASTM C1531 (ASTM, 2016a) traite de la caractérisation de la résistance au cisaillement in situ (sur place) des joints de mortier sur un mur existant. Cependant, les principes de cette norme peuvent être adaptés pour des assemblages faits et testés en laboratoire. Pour réaliser l'essai in situ, on retire quelques unités de maçonnerie pour appliquer une force pour faire glisser une seule unité le long du joint de mortier. Selon le type d'essai réalisé, on peut ou non contrôler la contrainte verticale appliquée sur l'unité. La Figure 1.10 montre un exemple d'essai réalisé selon la norme. Les essais de résistance au cisaillement du joint en laboratoire ne sont pas normalisés. Les travaux de recherche réalisés par Pascal Moretti (Moretti, 2017) décrivent des essais de cisaillement du joint sur de la maçonnerie de pierre. Cette recherche explique de manière détaillée la méthode à suivre en laboratoire pour respecter les principes de la norme ASTM C1531. Ces travaux servent de base pour les essais de cisaillement réalisés dans ce mémoire. Les détails sur les essais réalisés par Moretti sont exposés dans les prochains chapitres qui traitent des protocoles et spécimens.

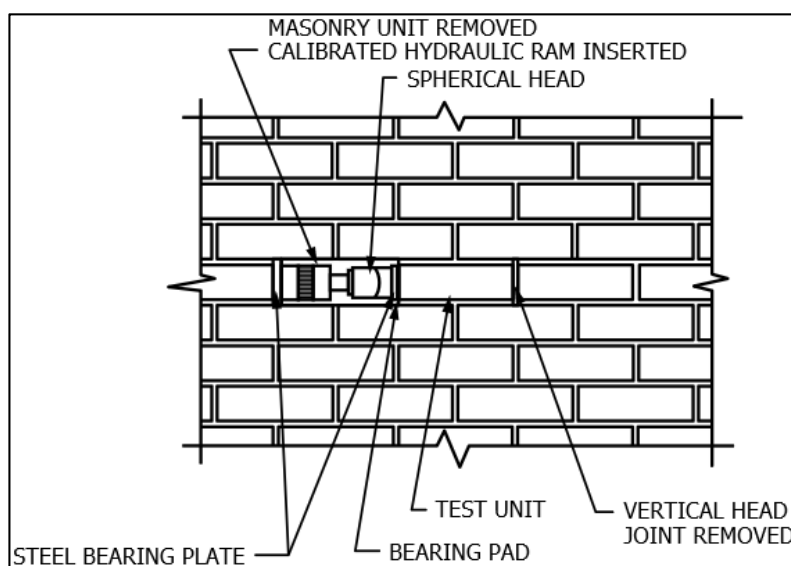


Figure 1.10 Montage B de l'essai in situ de la norme C1531  
Tirée de ASTM (2016)

### 3) **résistance à la traction diagonale**

Les essais de traction diagonale pour le type de maçonnerie à l'étude sont décrits par la norme ASTM E519/E519M. Cette norme demande un minimum de trois spécimens avec des dimensions minimales de 1,2 m par 1,2 m. On doit également prévoir un système qui permet de transférer les charges selon l'axe diagonal des spécimens. Des bases en béton, acier ou autres peuvent être utilisées à cet effet.

#### 1.4.4 **Essais cycliques**

Les essais cycliques permettent d'obtenir la réponse d'un élément, ici un mur, sous un chargement latéral où la charge est appliquée par cycles inversés (push and pull). Ce type d'essai est généralement réalisé en mode quasi-statique, en appliquant lentement la charge, pour obtenir la relation charge-déplacement de murs. Étant donné la nature de la réponse des murs en MNA, caractérisée par une ductilité faible qui provoque des changements brusques, il est préférable de réaliser ce type d'essais en mode contrôle de déplacement. Il existe plusieurs protocoles de chargement pour ce type d'essai prescrits par la norme utilisée. Dans le cadre d'un protocole de type B de la norme ASTM E2126, on commence avec de petits déplacements et progressivement les déplacements imposés au spécimen augmentent jusqu'à la rupture (2011). Les charges requises pour atteindre un déplacement donné sont plus importantes que les charges pour revenir à l'état initial. Ce phénomène est dû à la dissipation d'énergie par déformation, appelé l'hystérésis. Donc les essais cycliques permettent d'obtenir pour les différents spécimens testés une courbe d'hystérésis. La Figure 1.11 illustre une courbe d'hystérésis d'un mur donné en exemple par la norme. On peut observer l'enveloppe de cette courbe, équivalente à une courbe de chargement monotone (push-over), ainsi que l'énergie dissipée donnée par la surface à l'intérieur des boucles d'hystérésis.

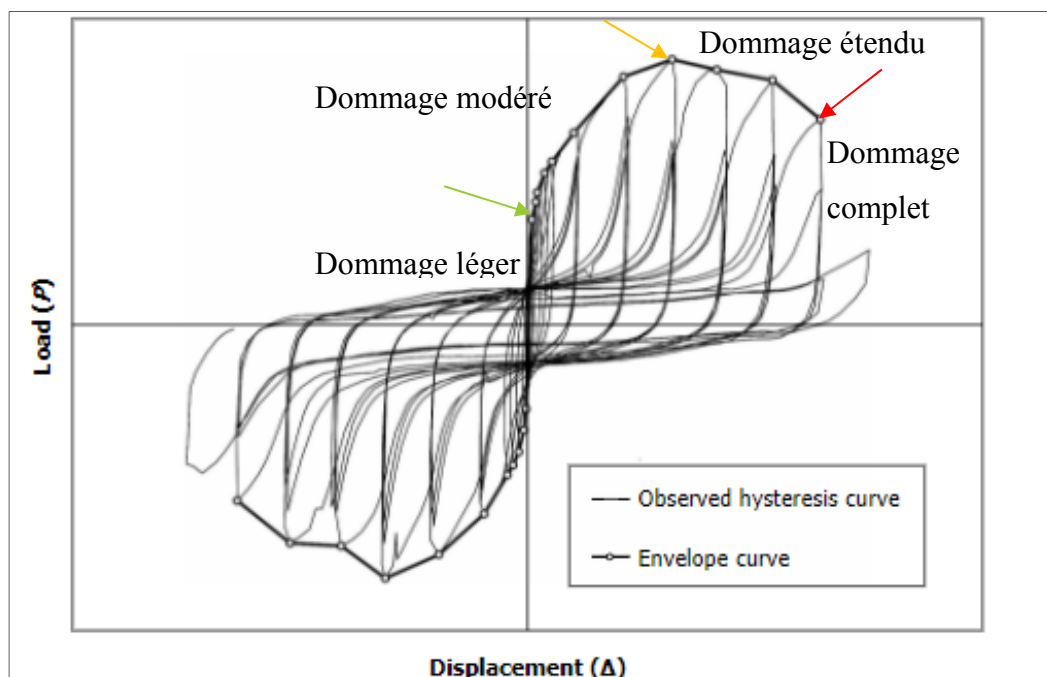


Figure 1.11 Exemple de courbe d'hystérésis provenant de la norme ASTM E2126 selon le protocole B (chargement continu)  
Tirée de ASTM (2011)

Les dommages à un bâtiment affectent directement la performance de ce dernier, les dommages subis réduisant la résistance et la rigidité d'origine. C'est à partir de ce principe que les niveaux de dommages sont déterminés selon le déplacement relatif et l'état de fissuration tel qu'illustré sur la courbe d'hystérésis de la Figure 1.11. Le changement de rigidité correspondant à un niveau de dommage se traduit par un changement de pente dans une courbe d'hystérésis. Donc, en observant les changements de pente (rigidité) on peut déterminer les seuils de déformation correspondants à différents niveaux de dommages affectant une structure donnée. Cette courbe d'hystérésis est obtenue avec des essais cycliques. Ces derniers permettent également de recueillir des informations sur la fissuration d'un mur.

Les quatres niveaux de dommages sont identifiés selon les descriptions suivantes :

### 1) Le niveau de dommage léger

La limite du dommage léger indiquée par la flèche verte sur la figure 1.11, est identifiée par la première fissuration de flexion et la première réduction de rigidité. Sur un bâtiment, les dommages sont inexistantes ou mineurs, seules de petites fissures peuvent potentiellement être visibles dans les endroits où les contraintes sont concentrées.

## **2) Le niveau de dommage modéré**

Le niveau de dommage modéré, délimité par les flèches verte et orange sur la figure 1.11, débute au premier changement de rigidité et se termine lorsque la capacité maximale du mur est atteinte. Ce niveau de dommage correspond à la zone de déformations plastiques du mur. Sur un bâtiment, les dommages sont visibles par de larges fissures dans les endroits où les contraintes sont les plus fortes et de plus petites fissures dans l'ensemble du mur.

## **3) Le niveau de dommage étendu**

Le niveau de dommage étendu se situe entre les flèches orange et rouge sur la figure 1.11. À ce niveau de dommages il y a réduction de la résistance latérale jusqu'à environ 80% de la capacité maximale. Sur un bâtiment, les dommages sont majeurs et impliquent des réparations importantes. Des déplacements irréversibles sont également présents dans l'ensemble du bâtiment.

## **4) Le niveau de dommage complet**

Le niveau de dommages complet se trouve après la flèche rouge dans la figure 1.11. Ce niveau est atteint lorsque la résistance du mur correspond à 80% de la capacité maximale du mur. L'effondrement est très probable et les dommages sont généralisés dans le bâtiment.

Cet essai est décrit dans la norme ASTM E2126 (2011) pour faire l'évaluation de la résistance au cisaillement d'un mur en MNA et le calcul du module de cisaillement,  $G'$ , selon les équations suivantes :

Pour la résistance au cisaillement du mur, donnée par :

$$v_{peak} = \frac{P_{peak}}{L} \quad (1.9)$$

Où:  $v_{peak}$  = Résistance au cisaillement de la maçonnerie (kN/mm)

$P_{peak}$  = Force latérale maximale appliquée au spécimen (kN)

$L$  = Largeur du muret (mm)

On calcule le module de cisaillement du mur, à un point précis sur l'enveloppe force-déplacement de la courbe d'hystérésis par l'équation suivante :

$$G' = \frac{P}{\Delta} * \frac{H}{L} \quad (1.10)$$

Où:  $G'$  = Module de cisaillement de la maçonnerie (kN/m)

$P$  = Force latérale appliquée au muret (kN)

$H$  = Hauteur du muret (m)

$L$  = Largeur du muret (m)

$\Delta$  = Déplacement au haut du muret (m)

Cependant, cette norme n'est pas spécifique à la maçonnerie de pierre. Les travaux expérimentaux suivants sont consacrés aux travaux de recherche sur les essais cycliques sur ce type de maçonnerie.

En Italie, un groupe de chercheurs (Mazzon, 2010), a fait des essais sur des murs de maçonnerie de pierre afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques. Les équipements de laboratoire et d'expérimentation ont été placés directement à l'intérieur d'un bâtiment existant pour mettre à l'essai un mur. Cela a permis d'éviter de déplacer le mur en laboratoire ou d'avoir à le reproduire. L'essai a été fait avec un chargement monotone en plan, où une charge concentrée est appliquée à mi-hauteur du mur (voir la Figure 1.12). L'hypothèse est que la charge est appliquée au centre de masse du mur. En contrôlant bien les déplacements appliqués, les chercheurs ont pu faire la caractérisation du mur et donc de la maçonnerie qu'ils étudiaient avec des essais à chargement quasi-statique et un relevé précis des fissurations durant toute la durée des essais. Cette méthode a inspiré les essais qui sont faits

dans la présente recherche pour le protocole développé dans les prochains chapitres. Cette recherche a montré que les normes d'Italie sous estimaient grandement la résistance de la MNA. Les conclusions indiquent que les caractéristiques de la MNA ne sont pas constantes et bien connues. Ce qui montre également l'importance de faire des essais expérimentaux pour les différents types en MNA.

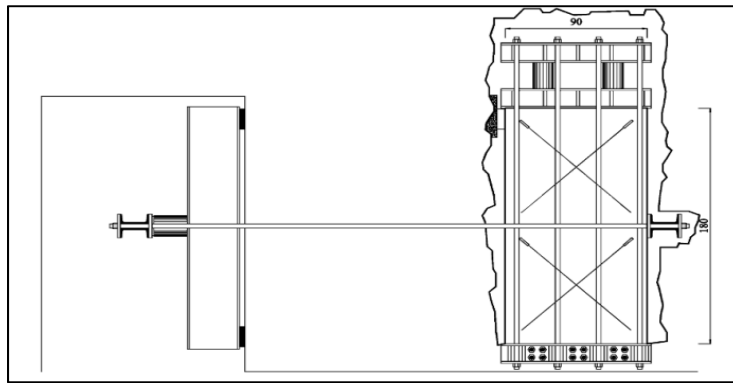


Figure 1.12 Montage expérimental  
Tirée de Mazzon (2010)

À Calgary, des essais cycliques sur des murs de maçonnerie de pierre ont été réalisés dans le cadre d'une thèse de doctorat (Sorour, 2010). Cette étude était faite pour représenter des murs typiques du parlement du Canada. Elle avait pour objectif de faire la caractérisation complète d'un mur et des éléments qui forment les liens entre deux parois extérieures d'un mur massif de maçonnerie traditionnelle à deux parois avec remplissage. Huit spécimens de dimensions 2,75 m de hauteur, 2 m de largeur et 0,54 m d'épaisseur ont été construits avec des unités de pierre rectangulaire similaires aux murs qui forment le bloc Ouest du Parlement canadien à Ottawa. La charge verticale appliquée sur le mur représente le poids du bâtiment et des autres charges que le bâtiment doit supporter. La contrainte verticale de compression appliquée sur les spécimens est de 0,56 MPa. Les essais réalisés dans cette thèse s'appuient sur le même principe que les essais réalisés en Italie par Mazzon (2010) visant à tester des murs de maçonnerie sous chargement cyclique jusqu'à la rupture. Par contre, dans le cas des essais de Sorour (2010), le mur est testé comme un porte-à-faux, pour simuler le déplacement inter-étage d'un mur causé par une charge latérale. L'objectif principal de cette recherche était de caractériser les éléments de liaisons entre les deux parois. Cette thèse a conclu



que les attaches internes d'un mur en MNA qui connectent les deux parois externes des murs en MNA testés n'empêchent pas la rupture et n'augmentent pas la rigidité des murs. Les autres conclusions portent sur la caractérisation mécanique des murs à l'essai (rigidité, résistance, etc.).

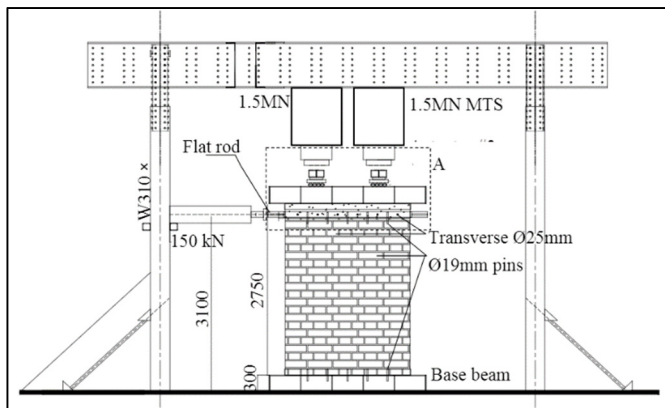


Figure 1.13 Montage expérimental  
Tirée de Sorour (2010)

Une étude réalisée à Lausanne en Suisse, a proposé une caractérisation expérimentale en plusieurs parties de murs en brique d'argile (Petry, 2015). La première partie consistait en la réalisation de spécimens de mur, en MNA de tuile d'argile creuse et à leur mise à l'essai cyclique en plan avec contrôle de déplacement quasi-statique. La deuxième partie de cette étude montre qu'il y avait de grandes différences entre les différents types de maçonnerie (type de maçonnerie tiré de 64 essais) et que les données que l'on peut trouver dans la littérature ne sont pas nécessairement représentatives. C'est-à-dire que chaque type de maçonnerie est unique et qu'elle réagit différemment selon ses particularités. C'est l'une des raisons pour laquelle il est important de faire des études plus spécifiques et de ne pas considérer toutes les maçonneries de la même manière. Un autre aspect de cette recherche a été de faire les mêmes essais en laboratoire à demi-échelle pour voir l'influence du facteur d'échelle. L'étude a montré que l'échelle a une influence sur la caractérisation. Des recommandations ont été élaborées et proposées dans cette thèse. Cette dernière a démontré que certains paramètres de la caractérisation changeaient, alors que d'autres ne sont pas affectés. Par exemple, la résistance à la compression ne varie pas, mais la rigidité latérale est

plus grande pour les grands spécimens en comparaison avec les spécimens à échelles réduites et ce, même en tenant compte des différences géométriques dans les calculs. Cette différence dans certains paramètres est explicable par le fait que les composantes ne peuvent pas être réduites à la même échelle que les spécimens. Par exemple, le mortier utilise le même sable, peu importe l'échelle, sans possibilité de réduire l'échelle des granulats du mortier.

## **1.5 Sommaire**

Ce chapitre a tout d'abord fait un rappel des notions de base sur la maçonnerie, de ses composantes et des séismes. Les principes de comportement structuraux, les caractéristiques mécaniques, les modes de rupture et les dommages spécifiques au MNA ont fait l'objet de cette revue de littérature. Ensuite, les normes sur les principaux essais et recherches pertinentes sur le comportement en plan de la MNA ont été présentées. Ces dernières servent d'inspiration pour le développement du programme expérimental de ce mémoire.

Le type de maçonnerie à l'étude représente des murs massifs en MNA de pierre à deux parois avec un remplissage central fait de débris de taille et de mortier. Les pierres sont des pierres calcaires de type St-Marc liées avec un mortier de ciment-chaux. Les essais sont décrits dans les deux prochains chapitres. Ils comprennent des:

- 1) essais de compression sur les unités de pierre, sur le mortier et sur l'assemblage pierre-mortier;
- 2) essais de résistance au cisaillement d'un joint de maçonnerie;
- 3) essais de résistance sur murets en MNA en plan sous confinement constant et avec un chargement cyclique quasi-statique;
- 4) essais de traction diagonale sur murets en MNA.

## CHAPITRE 2

### PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre expose le programme expérimental suivi pour caractériser les matériaux et la résistance mécanique de la maçonnerie. La maçonnerie étudiée est faite de pierre calcaire guillotinée et d'un mortier de ciment/chaux. La première partie décrit les matériaux et détaille la planification du programme expérimental. La deuxième partie décrit les principes des essais et l'équipement utilisé et identifie les normes appliquées pour la réalisation des différents essais.

#### 2.1 Planification des phases I et II

Le programme expérimental se divise en deux phases. La phase I a pour but de caractériser les matériaux de base d'un mur de maçonnerie traditionnelle composée de pierre calcaire et de mortier de ciment/chaux. La résistance mécanique de l'ensemble pierre mortier est aussi caractérisée dans cette phase. La phase II sert à caractériser un muret de maçonnerie traditionnelle en plan pour déterminer la relation charge latérale-déplacement du mur sous chargement cyclique. On déterminera également la résistance à la traction diagonale.

La phase I, détaillée dans la Figure 2.1 est divisée en quatre séries d'essais, soit une série sur des cubes de mortier, une série sur la pierre et deux séries sur des assemblages de pierre et mortier. Les essais sur le mortier et la pierre ont pour but de déterminer les résistances en compression de ces deux éléments, respectivement notée,  $f_j$  et  $f_{bs}$ . Les essais sur les assemblages de pierre et de mortier visent à déterminer la résistance en compression de la maçonnerie,  $f'_m$ , et la résistance d'un joint de maçonnerie au cisaillement,  $f_s$ .

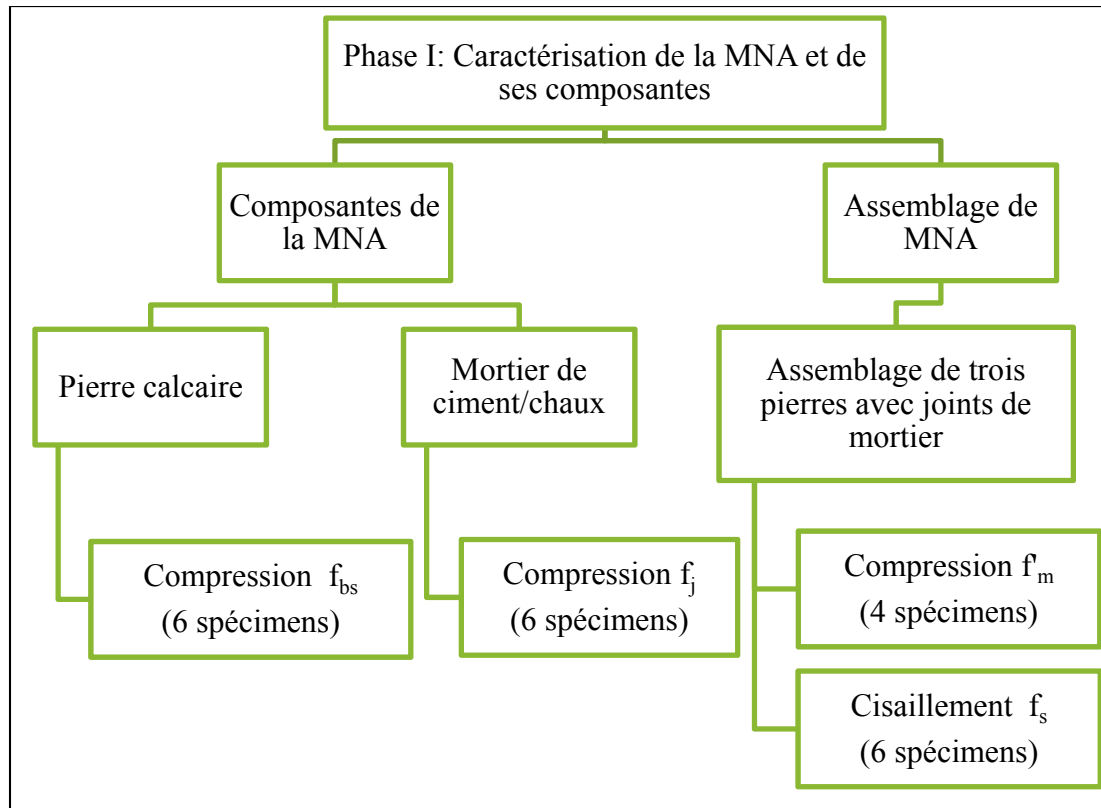


Figure 2.1 Planification de la phase I

La phase 2 compte deux séries d'essais sur des murets à double paroi avec remplissage central, tel qu'illustré à la Figure 2.2. La première série compte deux assemblages qui sont testés en laboratoire pour évaluer la résistance à la traction diagonale,  $f_{td}$ , et la deuxième série compte deux autres assemblages testés sous charge cyclique quasi-statique pour évaluation de la relation force-déplacement des spécimens.

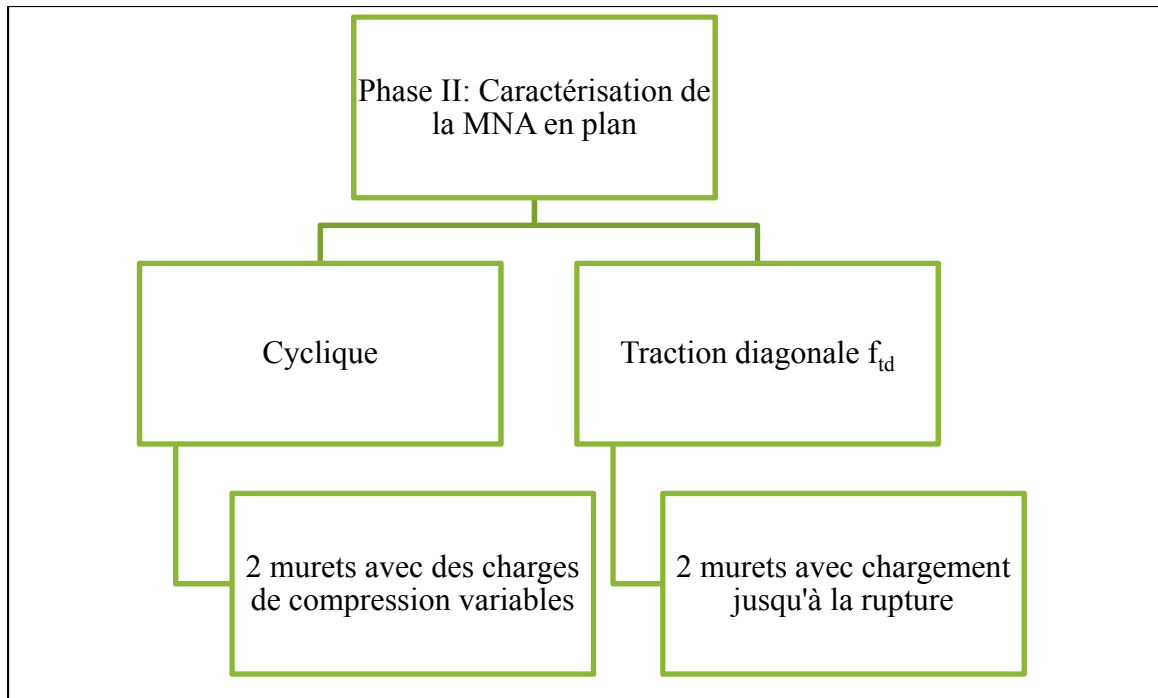


Figure 2.2 Planification de la phase II

## 2.2 Les matériaux

Cette section décrit les différents matériaux de la MNA et les détails sur les dimensions des spécimens mis à l'essai. La fabrication des spécimens est traitée dans le chapitre suivant.

### 2.2.1 La pierre

La pierre utilisée est une pierre calcaire de type St-Marc (référence à la pierre calcaire de St-Marc des Carrières sur la rive-sud du fleuve St-Laurent). Elle provient de la carrière Ducharme dans la ville de Havelock près de Napierville. Les pierres sont guillotinées à la carrière pour obtenir la même rugosité qu'une coupe à l'ancienne faite à la chasse (voir la Figure 2.3). Les blocs possèdent une largeur variant de 90 à 135 millimètre (la largeur varie puisque certains côtés de pierres ont une coupe de type guillotine et d'autres non), une hauteur de 70 à 80 millimètre, une longueur variant de 150 à 900 millimètre. Il a toutefois fallu faire des coupes au laboratoire à l'aide d'une scie mécanique pour avoir une longueur

entre 95 et 105 millimètre, soit une dimension plus précise pour les essais. Cela n'a pas d'impact sur les résultats de la Phase I, puisque les pierres ne sont pas testées sur les faces coupées à l'aide d'une scie. Pour la Phase II, toutes les surfaces des pierres en contact avec du mortier sont rugueuses pour avoir un comportement représentatif des murs en MNA traditionnelle. Cependant, il y a des pierres qui semblent lisses puisque certaines faces extérieures le sont, mais cela n'a aucun impact sur les résultats des différents essais, puisque les faces extérieures ne sont pas physiquement liées au mortier.



Figure 2.3 Pierre guillotinée

### 2.2.2 Le mortier

Le mortier utilisé pour tous les tests est un mortier de ciment/chaux. Sa formulation est telle que recommandée par un maçon pour que la matrice soit représentative de l'époque de construction des murs en MNA traditionnelle. De la chaux hydratée et du ciment blanc conventionnel sont utilisés. Les fiches techniques sont disponibles en annexe I. La

composition du mortier est faite selon la méthode utilisée par les maçons de l'époque, avec les proportions de volume suivantes : 1 ciment :2 chaux :6 sable. Le Tableau 2.1 donne les proportions volumiques et leurs masses équivalentes pour le mortier utilisé pour tous les essais du programme de recherche. Il est à noter que tous les essais de la phase I ont été réalisés à partir d'une seule gâchée de mortier. Le rapport eau/liant résultant est de 0,83 pour la Phase I et de 0,77 pour la Phase II. Cette différence est due au fait que la formulation est volumique et ajustée manuellement selon la consistance du mortier comme expliqué dans la section 3.1.1.

Tableau 2.1 Proportions et masses des composantes du mortier utilisées

<b>Matériel</b>	<b>Proportions par volume selon formulation de l'époque</b>	<b>Équivalent en masse (Phase I)</b>	<b>Équivalent en masse (Phase II)</b>
Ciment	1	563,3 g	26,3 kg
Chaux	2	646,4 g	28,6 kg
Sable	6	4953,0 g	262 kg
Eau	2	1000 g	42,4 kg

## **2.3 Phase I : Essais de caractérisation de la MNA et ses composantes : Les matériaux**

### **2.3.1 Essais de résistance à la compression sur les cubes de mortier**

L'essai sur le mortier de ciment/chaux est un simple essai de résistance à la compression qui se fait avec un chargement par contrôle de pression. La presse utilisée est une presse MTS Rock (Mechanics Testing System) modèle C109 et possède une capacité de 1200 kN. Cet essai est fait sur des cubes de 5 centimètres de côté, selon la norme ASTM C270. Cependant, la cure employée n'est pas exactement la cure prescrite par la norme. Comme l'objectif est de déterminer la résistance à la compression du mortier de ciment-chaux, les cubes de mortier

subissent la même cure que les assemblages en MNA du programme expérimental (voir Section 3.1).

Un total de cinq spécimens a été testé pour déterminer la résistance à la compression du mortier utilisé pour la Phase I. La préparation du mélange est décrite à la section 3.1.1. Le contrôle de la consistance est fait par essai d'étalement normalisé ASTM C230 (*ASTM*, 2014) ce qui laisse moins de place à l'interprétation du maçon.

### **2.3.2 Essais de résistance à la compression sur la pierre**

L'essai de résistance à la compression sur pierre est pratiquement le même essai que pour le mortier. La presse est une MTS Rock (Mechanics Testing System) modèle 815 de capacité supérieure à 4622 kN et l'essai se fait en contrôle de déplacement en respectant la norme ASTM-C 1314-16 (2016). Ce test est réalisé sur un total de cinq spécimens d'environ 10 centimètres d'arête pour former des cubes coupés à la scie à partir de la pierre guillotinée. Les pierres sont testées dans le même axe selon lequel elles sont sollicitées dans le mur de maçonnerie. La pierre calcaire utilisée est un matériau relativement homogène.

## **2.4 Phase I : Essais de caractérisation de la MNA**

La maçonnerie à l'étude est une maçonnerie massive composée de deux parois séparées par un blocage de pierres et de débris de taille enrobés de mortier. Les détails généraux de ce type de maçonnerie sont exposés dans la revue de littérature (voir section 1.1.1). Les essais exposés dans cette section ont pour objectif de déterminer la résistance à la compression de l'assemblage de maçonnerie,  $f'_m$ , ainsi que la résistance au cisaillement d'un joint,  $f_j$ . Les essais sont réalisés après une cure, décrite dans la section 3.1.1.

### **2.4.1 Essais de résistance à la compression sur la maçonnerie**

Les essais de résistance à la compression sur la maçonnerie sont faits sur des assemblages formés de trois pierres cubiques de 10 cm d'arête placées les unes par-dessus les autres avec



un joint de mortier de 10 millimètres entre chaque paire de pierres adjacentes. La fabrication des 4 spécimens mis à l'essai est décrite à la section 3.1.3. La presse (MTS 815) utilisée est exactement la même que celle utilisée pour les essais de résistance à la compression sur les pierres. Le point faible du mur est presque toujours le mortier, mais le mur de maçonnerie peut supporter des charges supérieures à la résistance à la compression du mortier. Ce test permet donc de déterminer le niveau de résistance aux charges verticales d'un mur en MNA. Par ailleurs, la résistance à la compression de la maçonnerie est également utilisée dans les calculs pour la résistance de l'écrasement au pied sous charges latérales (voir Section 1.3.3). Le test utilise trois pierres superposées pour limiter l'effet de confinement que provoque le contact des pierres avec la presse (voir la Figure 2.4). Puisque la pierre centrale de l'assemblage ne touche pas directement à la presse et ne touche que les joints de mortier comme dans un mur de maçonnerie, l'effet de confinement n'affecte pas la pierre centrale et fait en sorte que c'est cette dernière qui se fracture en premier. Cet essai est fait selon la norme ASTM C1314, tel que décrit à la section 1.4.3.

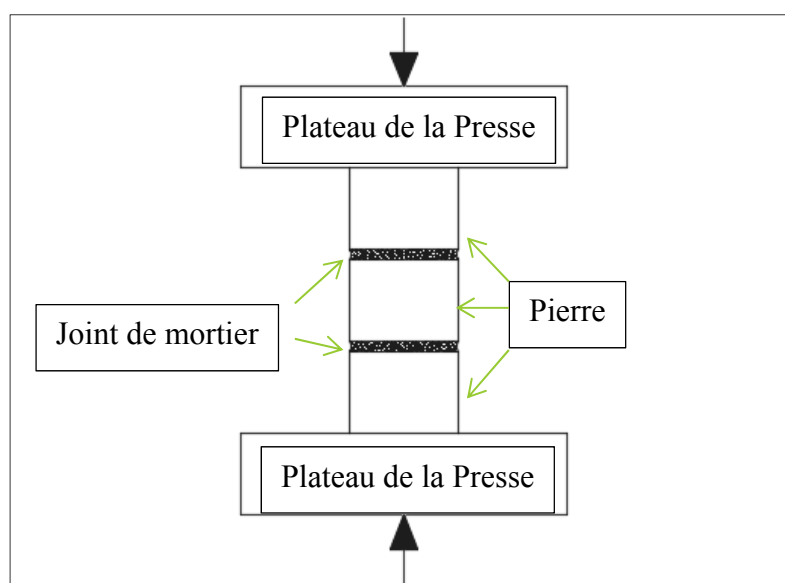


Figure 2.4 Essai de compression sur assemblage de MNA

### 2.4.2 Essais de résistance au cisaillement sur la maçonnerie

Cet essai permet de déterminer la résistance au cisaillement dans le joint de mortier d'un assemblage de maçonnerie. Ce dernier suit les principes de la norme ASTM E2126 (voir section 1.4.3). La presse utilisée pour ces essais est la MTS-815 d'une capacité de 4622 kN. Les assemblages sont faits de trois pierres disposées les unes à côté des autres avec celle du milieu décalé de 1 à 2 centimètre vers le haut (voir Figure 2.5). Ce décalage permet de bien appliquer la force sur la pierre centrale lors de l'essai.

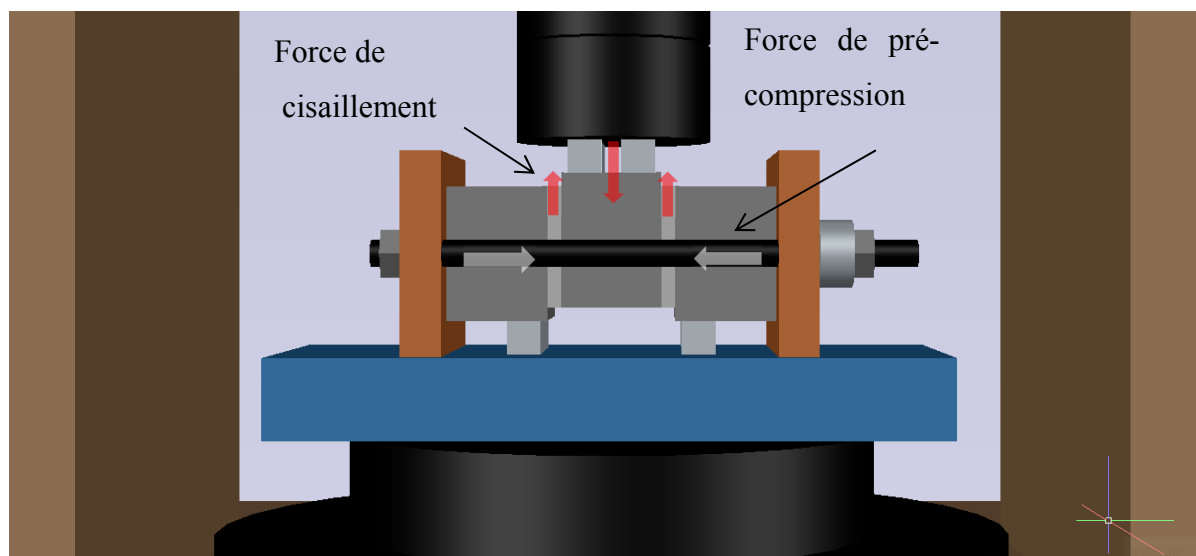


Figure 2.5 Montage A sur la presse MTS 815

Durant l'essai, une contrainte pré-déterminée de compression est appliquée à l'assemblage pour des niveaux de compression variables afin d'obtenir un éventail de situations représentatives des niveaux de compression pouvant confiner les éléments de maçonnerie. Les résultats obtenus serviront également à déterminer la relation de Mohr Coulomb exposée dans la section 4.2.4. Deux assemblages sont testés pour chaque niveau de compression. Cela permet de vérifier s'il y a une constance entre les spécimens (écart-type) et d'obtenir quand même des résultats en cas de défaillance de l'un des deux assemblages. La force qui provoquera le cisaillement des spécimens est appliquée en mode contrôle de déplacement. Cela permet un meilleur contrôle si la réponse du spécimen chute soudainement et permet

ainsi d'éviter les décollements soudains. En laboratoire, il est recommandé que le taux de chargement des tests se fasse à une vitesse de chargement réduite (autour de 0,5 millimètre par minute) pour éviter d'avoir des effets dynamiques et une rupture soudaine dans quel cas les résultats ne seraient pas exploitables. Par opposition, le taux de chargement durant un séisme est très rapide et si on veut utiliser les résultats d'essais pour simuler la réponse d'une structure à un séisme, on pourra éventuellement intégrer les effets dynamiques dans les résultats à l'aide de modèles mathématiques (Lang & Bachmann, 2003).

## **2.5 Phase II : Caractérisation de la MNA en plan**

Pour cette phase, des murets représentant les murs à double paroi avec remplissage central sont construits dans le but de les tester en plan. Ces murets sont fabriqués avec les méthodes traditionnelles (voir Section 3.1.4). Les objectifs des essais sont de déterminer la relation force-déplacement sous charges latérales cycliques ainsi que la résistance à la traction diagonale du muret (maçonnerie).

### **2.5.1 Spécimens en MNA à double paroi**

Les murs à l'étude sont composés d'une double paroi avec un remplissage central illustré à la Figure 2.6. Les parois extérieures sont identiques et sont apparentes. Ce sont des parois de pierres guillotinées qui sont disposées à assise régulière avec des boutisses réparties dans l'ensemble du spécimen. Deux murets ont été construits pour les essais de la phase II. Ces derniers ont une hauteur de 890mm, une largeur de 940mm et une épaisseur de 270mm et sont mis à l'essai sous chargement cyclique. Les spécimens pour les essais de traction diagonale sont taillés à même ces deux murets et ont une hauteur de 625 mm, une largeur de 625 mm et une épaisseur de 270 mm. À noter que la réutilisation des murets après un essai cyclique n'est possible que s'il n'y a que des dommages limités à un glissement au niveau de certains joints, loin des diagonales.

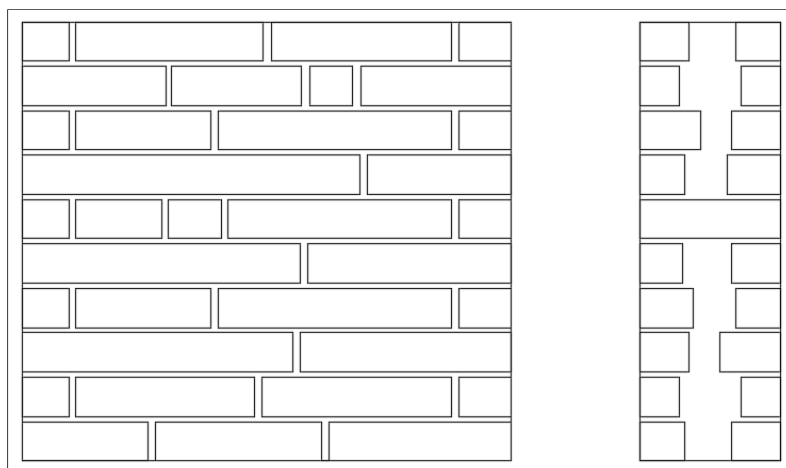


Figure 2.6 Schéma des spécimens de muret à l'essai

### 2.5.2 Essais de chargement cyclique quasi-statique

L'essai de chargement cyclique quasi-statique sert à obtenir la réponse d'un mur soumis à des charges latérales et à déterminer les différents niveaux d'endommagement structural.

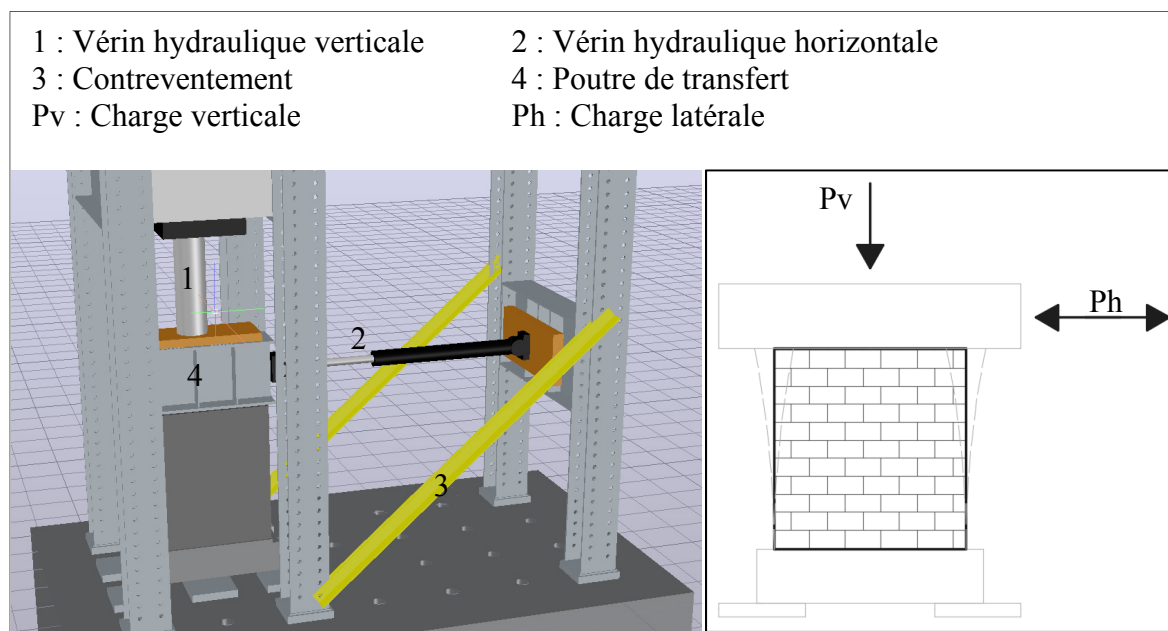


Figure 2.7 Essai cyclique quasi-statique

Pour atteindre cet objectif, il faut suivre certains principes. Ainsi, cet essai représente le chargement en plan du mur et ne considère pas les sollicitations hors-plan qui peuvent survenir lors d'un séisme. Les caractéristiques des spécimens à l'essai doivent représenter les murs typiques des bâtiments et le chargement doit représenter les charges gravitaires et latérales agissant sur un mur de bâtiment typique. Les charges gravitaires incluent le poids propre du bâtiment et l'utilisation qui en est faite. Les bâtiments étudiés ont de 2 à 4 étages (voir Section 1.3.1). Selon l'épaisseur des murs, la contrainte exercée par le poids du toit et des étages supérieurs varie de 0,2 à 0,5 MPa, ce qui couvre la plupart des cas pratiques. Ainsi, durant chaque essai une charge verticale  $P_v$  constante est appliquée. La charge latérale  $P_h$  est appliquée dans le plan du mur par un vérin hydraulique, tel qu'illustré à la Figure 2.7 pour imposer un déplacement. La charge est appliquée de manière cyclique. La séquence de chargement est comme suit : (1) imposition d'une déformation latérale de 0,025%, (2) retour à la position initiale de 0% de déformation, (3) inversion du chargement et application d'un demi-cycle dans le sens contraire et (4) retour à la position initiale de 0% de déformation. Ceci constitue un cycle complet inversé à une déformation de 0,025%. Après deux cycles à 0,025%, l'essai est repris avec des amplitudes croissantes de déformation de 0,05%, 0,10%, 0,15% et ainsi de suite, jusqu'à rupture complète du mur. Les résultats de cet essai permettent d'obtenir la courbe d'hystérésis du mur et l'enveloppe de la relation force latérale vs déplacement latéral pour chaque niveau de compression verticale.

### **2.5.3 Essais de résistance à la traction diagonale**

L'essai de résistance à la traction diagonale, ou à la compression diagonale, permet de déterminer la résistance au cisaillement moyenne d'un muret sollicité en plan. Cet essai est réalisé en appliquant une charge concentrée de compression sur la diagonale d'un muret, tel qu'illustré à la Figure 2.8, et s'apparente à l'essai brésilien réalisé sur un cylindre en béton. Ce chargement induit une contrainte de compression  $\sigma_1$  et une contrainte de traction indirecte  $\sigma_2$  dans la direction perpendiculaire (voir Figure 2.8). Un cylindre en béton subira une rupture par traction indirecte avec fissuration verticale le long de la ligne de chargement. Dans un spécimen en maçonnerie la rupture se manifeste par un cisaillement le long des

joints sur la diagonale du muret. À l'état de contrainte en compression-traction pure est associé un état de contrainte avec cisaillement pur à un angle de 45 degrés, tel qu'illustré à la Figure 2.8. Ces états de contraintes sont illustrés sur le cercle de Mohr de la Figure 2.9, où pour une contrainte de compression maximale de 1 MPa, la contrainte de cisaillement maximale et la contrainte de traction indirecte sont de 1 MPa.

L'essai est réalisé sur la presse MTS 815. Le principe est d'appliquer une force concentrée sur les deux extrémités en diagonale des spécimens pour faire passer la ligne d'action de la force et par conséquent les contraintes de compression selon une des deux diagonales du spécimen à l'essai, tel qu'illustré par la Figure 2.8. Dès lors, des contraintes de traction apparaissent perpendiculairement à la diagonale comprimée. Néanmoins, la force doit être appliquée sans occasionner de dommage aux extrémités. Pour ce faire, les spécimens doivent avoir les coins coupés de manière perpendiculaire à la surface qui reçoit la force, ou bien, on doit utiliser des bases en béton, acier, époxy ou autres.

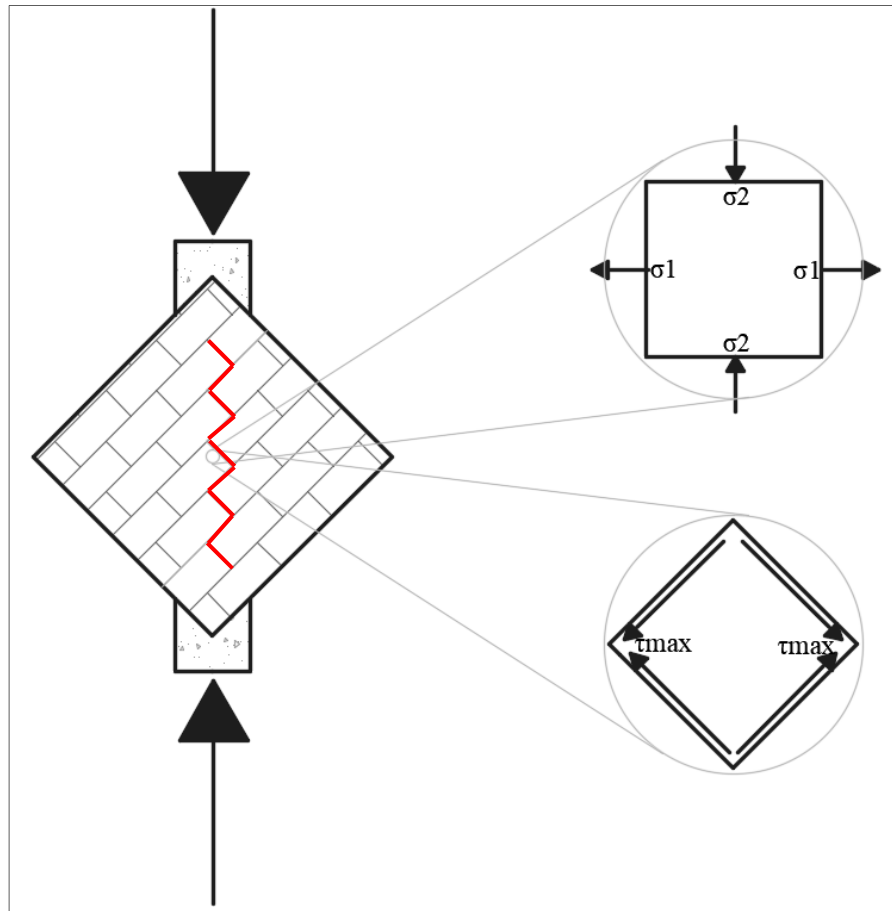


Figure 2.8 Essai de traction diagonale

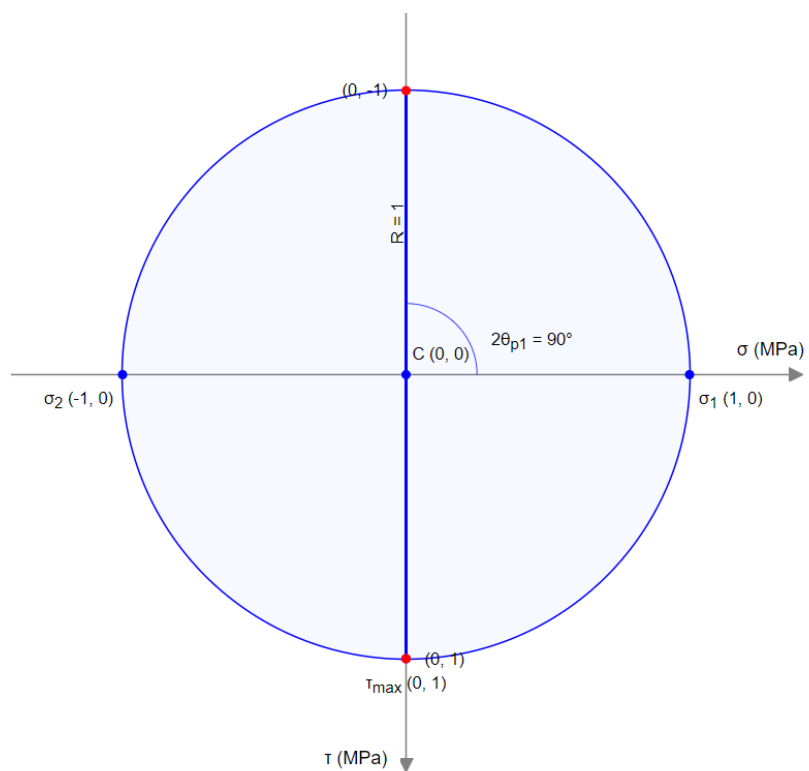


Figure 2.9 Cercle de Mohr durant essais de traction diagonale



## CHAPITRE 3

### FABRICATION DES SPÉCIMENS ET CONCEPTION DES MONTAGES EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente la fabrication des spécimens, la conception de trois montages expérimentaux pour mettre à l'essai la maçonnerie de pierre et les protocoles suivis pour les essais. Compte tenu que les essais normalisés concernent en général la maçonnerie de brique, il est nécessaire d'adapter ou modifier les montages suivants :

- 1) **montage (A)** pour les essais de résistance au cisaillement du joint de mortier dans la maçonnerie (Phase I);
- 2) **montage (B)** pour les essais de résistance de la MNA en plan sous confinement constant et avec un chargement cyclique quasi-statique (Phase II) et;
- 3) **montage (C)** pour les essais de traction diagonale sur la MNA (Phase II).

#### 3.1 Fabrication des spécimens

Cette section décrit la confection du mortier et la fabrication des différents spécimens pour les essais de la Phase I et ceux de la Phase II. La Figure 3.1 donne un aperçu de l'ensemble des spécimens de mortier et d'assemblage de maçonnerie pour les essais de compression et de cisaillement du joint.



Figure 3.1 Spécimens de mortier et pierres de la phase I

Le nombre total de spécimen pour chaque essai et leur numérotation est donnée au Tableau 3.1 suivant :

Tableau 3.1 Numérotation des spécimens

Essai	Nombre de spécimens	Numérotation
Phase I		
Résistance à la compression du mortier	5	M1 à M5
Résistance à la compression de la pierre	5	P1 à P5
Résistance à la compression de la MNA	4	C1 à C4
Résistance au cisaillement du joint de la MNA	6	J1 à J6
Phase II		
Essai de chargement cyclique	2	CC1 et CC2
Essai de traction diagonale	2	TD1 et TD2

### 3.1.1 Confection du mortier et des cubes de mortier

Les cubes de mortier mesurent 5 centimètres de côté et sont faits selon la norme ASTM C270, pour ce qui est de leur mise en place. Le mélange du mortier est réalisé selon les proportions données au Tableau 2.1 lesquelles sont mesurées de manière volumétrique et ensuite pesées afin de pouvoir faire un suivi selon les normes actuelles. Une seule gâchée a été réalisée pour la Phase I alors que pour la Phase II, 9 gâchées d'environ 35 kg de matériaux secs chacune ont été réalisées. Pour chacune des gâchées, les matériaux secs sont d'abord placés dans un malaxeur et mélangés pour obtenir un mélange homogène et sec, suivant les proportions volumétriques de : 1 ciment; 2 chaux; 6 sables. Ensuite, une portion d'eau est ajoutée durant le malaxage. Pour obtenir la consistance finale voulue, une quantité variable d'eau est ajoutée au mortier, pouvant atteindre un maximum d'une portion. C'était le moyen utilisé à l'époque pour savoir si le mortier était acceptable. Le mortier doit avoir une apparence grasse et se tenir en boule dans le creux de la main tel qu'illustré à la Figure 3.2, ce qui donne une consistance beaucoup moins fluide que les mortiers modernes. L'essai d'étalement, qui est normalement utilisé de nos jours, ne s'applique pas bien à ce type de mortier. Tel que montré à la Figure 3.3, sa consistance fait en sorte qu'il se fragmente en morceaux plutôt que de s'étaler.



Figure 3.2 Boule de mortier à la consistance souhaitée



Figure 3.3 Essai d'étalement

Le mortier étant confectionné selon des proportions établies par volume et non par masse, la consistance du mélange peut varier à cause de l'humidité et la densité du sable et du calcul de volume qui est moins précis. La quantité d'eau totale utilisée pour les gâchées de chacune des phases est donnée au Tableau 2.1. La cure des cubes de mortier se fait en condition humide. Les cubes de mortier sont placés dans un sac de plastique et chaque cube est enveloppé dans un linge saturé d'eau. Ces conditions de cure ne sont pas les conditions prescrites par la norme, mais sont plus représentatives des conditions réelles de cure du mortier formant les murs des constructions en MNA de l'époque sous étude. La norme prescrit une cure de 28 jours à 100% d'humidité, ce qui n'était absolument pas possible à l'époque.

### 3.1.2 Taille et coupe des pierres

Les étapes de préparation des pierres de type St-Marc sont les mêmes pour la confection de tous les spécimens des phases I et II. Les pierres sont d'abord taillées et, si nécessaire, elles sont coupées avec une scie selon les dimensions souhaitées pour les essais et afin d'avoir des surfaces lisses pour l'application des charges par la presse.

La taille des pierres se fait selon la technique décrite à la section 1.1.5. La qualité repose sur l'expérience du maçon plus que sur une méthodologie précise. L'idéal est de faire une taille qui rend la pierre droite à l'extrémité comme une brique. Pour obtenir un tel résultat, il faut donner un petit angle à la chasse lors du contact avec la masse. La Figure 3.4 illustre l'utilisation incorrecte de la chasse et comment la pierre se brise si l'angle de la chasse est trop grand ou trop petit.

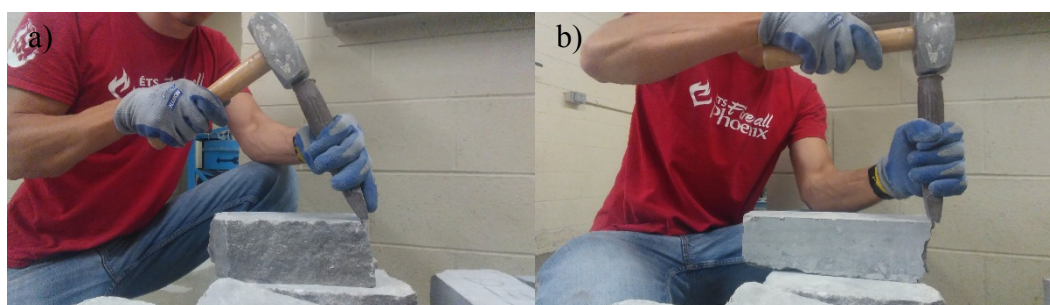


Figure 3.4 a) Chasse trop en angle et b) Chasse trop perpendiculaire

### 3.1.3 Spécimens pour les essais de résistance à la compression et au cisaillement du joint (Montage A)

Les assemblages de pierre et mortier formant les spécimens pour l'évaluation de la résistance à la compression et au cisaillement du joint sont faits avec trois pierres guillotinées qui ont été sciées afin d'avoir les dimensions souhaitées pour chaque essai. Les pierres de cet essai ont des surfaces rugueuses et régulières, mais avec un certain relief qui permet d'avoir une bonne cohésion comme illustré à gauche sur la Figure 3.5. Le mortier a été appliqué sur les côtés lisses sur le dessus des pierres (côté guillotiné à la carrière), puisque le cisaillement et l'arrachement se produisent sur les faces lisses des pierres en premier.



Figure 3.5 Surfaces des pierres : à gauche surface latérale guillotinée /taillée, à droite surface lisse sciée

Les pierres utilisées pour les 4 assemblages pour l'évaluation de la résistance à la compression sont cubiques avec environ 10 centimètres d'arête. Elles sont placées les unes par-dessus les autres avec un joint de mortier d'environ 10 mm entre chaque pierre sur la face guillotinée à la carrière, tel qu'illustré à la Figure 3.6.



Figure 3.6 Assemblage en MNA pour l'évaluation de la résistance à la compression

Les pierres utilisées pour l'évaluation de la résistance au cisaillement ont une longueur variant entre 100 et 110 millimètres. Elles sont placées les unes à côté des autres avec un joint de mortier qui les relie. La pierre du centre est placée avec un décalage de 1 à 2 centimètres vers le haut. La Figure 3.7 illustre un assemblage pour la mise à l'essai en cisaillement.





Figure 3.7 Assemblage en MNA pour l'essai de résistance au cisaillement

#### 3.1.4 Spécimens pour les essais de chargement cyclique (Montage B)

La conception des murets aux fins des essais en laboratoire est faite en collaboration avec un maçon ayant une grande expertise en réfection de murs de maçonnerie traditionnelle. Son expérience nous a beaucoup aidés pour les questions relatives à la composition du mur, la méthode de montage, les dimensions relatives des murs, le taillage de la pierre, etc.

Les deux murets massifs en MNA de pierre qui servent de spécimens à l'essai de chargement cyclique sont construits en suivant des indications précises et particulières. Ils sont à paroi double avec remplissage central fait de débris et de mortier. La fabrication des murets comporte trois étapes principales : (1) la taille des pierres et l'assemblage des murets sans mortier et (2) l'assemblage de la maçonnerie avec remplissage.

##### 1) **taille des pierres**

Il est nécessaire d'effectuer certaines coupes sur les pierres qui forment les murs, puisque les pierres ne sont généralement pas livrées avec la bonne taille. Il est important de faire la taille des pierres et un montage des murs avant de faire le mortier. L'objectif de tailler à l'avance est de pouvoir faire le montage final des murs rapidement et d'avoir un mortier frais tout au long de la construction finale. Cette taille se fait selon la procédure décrite plus haut.



Les murets doivent d'abord être assemblés sans mortier afin de respecter certaines règles. Les pierres n'ont pas une longueur constante et durant la construction des murets il est important de s'assurer que les joints ne se trouvent pas alignés. Selon les règles de l'art de l'époque, il ne faut pas avoir de joint dans le dernier tiers d'une longueur de pierre et ce de part et d'autre. Ce positionnement des joints permet d'éviter que les fissures se propagent sans passer par les unités de maçonnerie. Certaines dimensions de pierres sont ajustées à cette étape. La Figure 3.8 montre les pierres guillotinées avant le taillage et un muret assemblé sans mortier. On note les pierres en boutisse positionnées aux extrémités qui simulent les blocages de pierre utilisés dans les murs massifs de dimensions réelles.

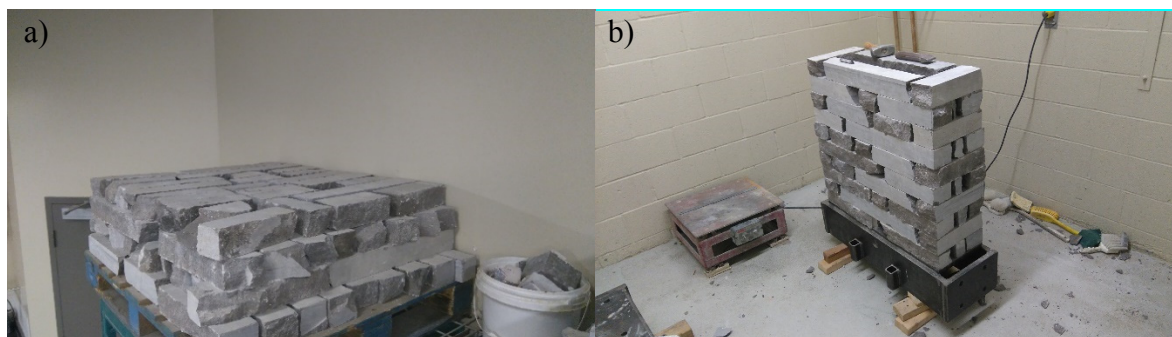


Figure 3.8 Assemblage d'un muret sans mortier : a) Pierre guillotinée avant taillage et b) Muret assemblé sans mortier

## 2) assemblage des murets

Une fois la taille finie, il faut faire la confection du mortier selon la procédure décrite précédemment. La dernière étape consiste à assembler les pierres pré-taillées avec du mortier, rang par rang, et à remplir le centre du mur tel qu'illustré à la Figure 3.9. C'est un remplissage composé principalement de mortier et des débris de pierre de chantier. Le remplissage joue plusieurs rôles. Ce remplissage fait le lien entre les deux parois extérieures et permet d'avoir une épaisseur constante du mur en MNA. Ici, les débris sont constitués des retailles de pierre, obtenues lors de l'opération de taille décrite à la section 3.1.2, et tel qu'illustré à la Figure 3.9b.



Figure 3.9 Assemblage mur: a) Deux premiers rangs de pierre et b) Remplissage de la partie centrale avec mortier et débris de construction.

Il est important d'humidifier les pierres avant l'application de mortier. Une fois le mur construit, la cure commence. Elle se fait avec une toile étanche pour assurer que les murs restent bien humides durant un minimum de 28 jours. Les murs sont donc enveloppés avec des tissus, et de l'eau est appliquée sur le mur régulièrement pour une bonne hydratation du mortier pour reproduire autant que possible le même type de cure qu'à l'époque.

Les pierres ont des faces qui sont coupées à l'aide d'une scie et d'autres qui sont guillotinées. Lors de l'assemblage les faces guillotinées sont toujours placées vers l'intérieur du mur. Cette disposition permet d'avoir une meilleure résistance puisque l'adhésion entre le mortier et la pierre est meilleure lorsque la surface de la pierre est rugueuse. Certains murs ont une apparence rugueuse de l'extérieure et cela se produit lorsque les deux faces des pierres sont guillotinées, tel qu'illustré à la Figure 3.10. L'apparence extérieure n'a aucun impact sur la résistance ou le comportement du mur en MNA.



Figure 3.10 Spécimens de la phase II (surface guillotinée)

### 3.1.5 Spécimens pour les essais de traction diagonale (Montage C)



Figure 3.11 Spécimen dans le montage C avant mise à l'essai

Les spécimens pour les essais de résistance à la traction diagonale sont taillés à même les spécimens utilisés pour les essais de chargement cyclique. La rupture par balancement des murets sous le chargement cyclique a permis de récupérer la partie centrale des spécimens, laquelle n'a pas été altérée. Comme ces murets sont relativement carrés à l'origine et les fissures sont d'étendues limitées, il n'y a pas beaucoup de coupe à faire pour obtenir les dimensions voulues d'un spécimen carré sans fissure. Le premier et le dernier rang endommagés par les essais cycliques sont retirés. Comme les spécimens sont collés sur la base en acier avec de l'époxy, il a fallu découper les murets dans les premiers joints de mortier. Les spécimens sont également coupés à la scie sur la longueur pour obtenir une géométrie carrée de 625 mm x 625 mm. Par ailleurs, la réalisation des spécimens pour les essais de traction diagonale à partir des spécimens des essais cycliques qui sont plus gros, donne des murets avec des pierres plus grosses, en proportion, ce qui peut influencer le patron de rupture le long des joints. Après avoir fait les coupes, il faut placer les spécimens à 45 degrés tel qu'illustré à la Figure 3.11. Afin de placer les spécimens pour les essais de traction diagonale, on a dû les faire rouler. Cette opération est plutôt délicate et demande l'assistance de plusieurs personnes comme le montre la Figure 3.12.





Figure 3.12 Mise en place des spécimens à 45 degrés pour les essais de résistance à la traction diagonale

## 3.2 Description des montages expérimentaux

### 3.2.1 Montage A : Essais de cisaillement du joint

Le montage A sert à réaliser l'essai de cisaillement du joint en mettant en compression un assemblage de trois pierres, séparées par des joints de mortier de ciment/chaux et en appliquant une force de cisaillement sur la pierre du milieu. Les principes de l'essai et les exigences de la norme pour le montage sont décrits à la Section 1.4.3 et à la Section 2.4.2.

Nous disposons d'un montage prêt à cet usage, lequel avait été développé dans le cadre des travaux antérieurs sur des assemblages de cubes de pierres et de mortier similaires à ceux de ce mémoire (Moretti, 2017). Le montage utilisé a donc simplement été adapté aux dimensions requises pour l'essai de la présente recherche. Le schéma du montage présenté au chapitre 2 est illustré à la Figure 3.13 avec ses différentes composantes installées sur la presse MTS 815. La force de compression est appliquée à l'aide de deux tiges filetées et d'écrous serrant deux plaques positionnées de part et d'autre de l'assemblage de maçonnerie. Pour contrôler la force de compression, une jauge de type capteur de force est installée sur le montage afin de mesurer la pression en temps réel durant l'essai. La jauge de déformation est placée entre les plaques et les écrous qui appliquent la force sur les tiges filetées.

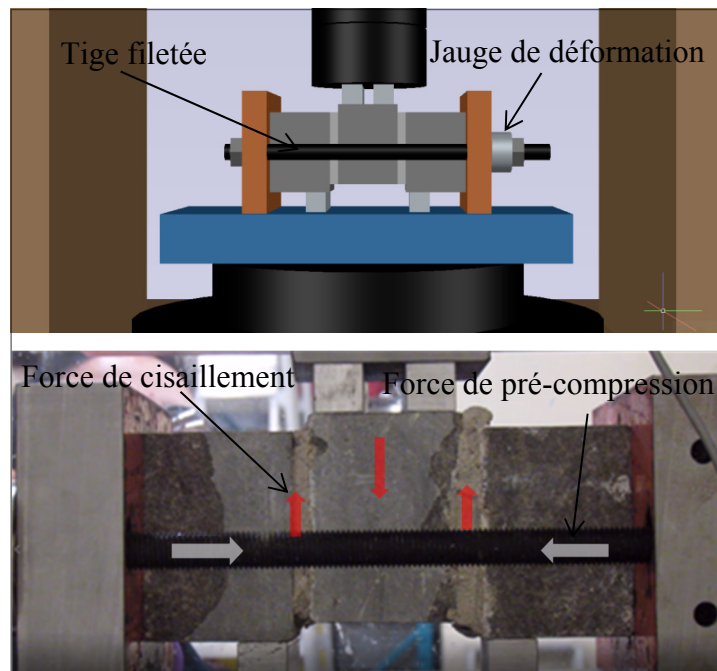


Figure 3.13 Montage A sur la presse MTS 815

### 3.2.2 Montage B : Essai cyclique quasi-statique

Le montage B est utilisé pour déterminer la relation force latérale-déplacement pour un mur en MNA traditionnelle sous charge latérale cyclique quasi-statique à un niveau constant de compression verticale.

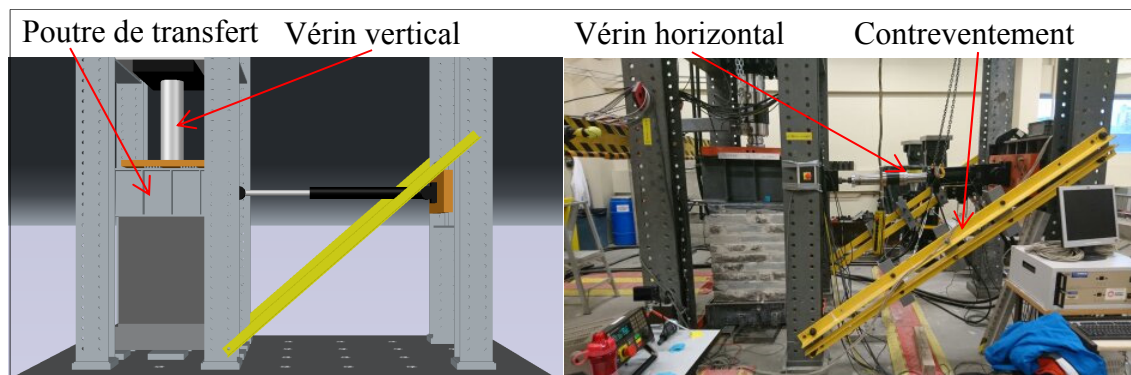


Figure 3.14 Montage B essai cyclique quasi-statique

Pour mettre au point le montage utilisé, nous nous sommes inspirés de plusieurs autres essais faits ailleurs dans le monde, notamment ceux exposés dans la revue de littérature (section 1.4.4). Ce type de montage spécifique n'ayant jamais été réalisé à l'ÉTS, il a fallu faire la conception et la fabrication des pièces pratiquement en entier. Le schéma du montage présenté au chapitre 2 est illustré dans la partie gauche de la Figure 3.14 avec des photos du montage réel dans la partie droite de la Figure. Le spécimen à l'essai est placé sous la presse et une charge verticale est appliquée via une poutre de transfert pour mettre le spécimen sous compression constante. La force latérale est appliquée dans le haut du muret par le biais de cette poutre de transfert. Un système de contreventement a été mis en place pour ne pas avoir de déplacement excessif inhérent à la flexibilité du montage, ce qui fausserait les données de l'expérience.

Puisque l'objectif est de déterminer la réponse structurale d'un mur en MNA de pierre traditionnelle à un chargement latéral afin de l'intégrer aux calculs de résistance latérale d'un bâtiment, il a fallu concevoir un essai qui s'adapte aux dimensions du murs et permet d'appliquer une charge verticale et des déplacements latéraux.

Ainsi, en ce qui concerne le montage B, la charge gravitaire sur le muret de maçonnerie d'un bâtiment a été simulée au moyen d'une presse MTS-201,80T, d'une capacité de 2000 kN, qui applique et maintient une force constante (en contrôle de force), car le poids d'un bâtiment ne varie pas en fonction des charges latérales qu'il subit. Les spécimens ont été munis de bases

d'acier à leurs extrémités pour assurer une bonne répartition des contraintes dues à la charge verticale. La base d'acier utilisée pour le bas du mur a une surface lisse qui permet de recevoir les murets de MNA et des systèmes d'attaches sont conçus pour s'adapter à la dalle forte du laboratoire de l'ÉTS. La poutre d'acier utilisée au sommet des spécimens a pour objectif de transmettre et répartir les charges verticale et horizontale aux spécimens. Cette poutre de transfert est faite d'un W410x114 d'une longueur d'un mètre avec trois raidisseurs.

Des rouleaux ont été placés entre la presse et le muret pour réduire la friction et les charges latérales reprises par la presse, assurant que pratiquement la totalité de la force horizontale soit reprise par le mur (voir Figure 3.15b). Pour contrôler l'essai, des capteurs de déplacement ont été placés sur la presse pour s'assurer que toute la force latérale est reprise par le muret sous chargement latéral. Puisque ce capteur a détecté des déplacements négligeables et que la rigidité latérale de la presse est faible, on peut dire que la force latérale reprise par la presse est également négligeable, car le déplacement est directement lié à la force. Si les capteurs de déplacements avaient détecté un déplacement trop important (un millimètre, soit la tolérance de la presse aux déplacements latéraux), l'essai aurait été arrêté pour réduire les charges latérales sur la presse. Heureusement, les rouleaux ont bien fonctionné et la presse n'a pas subi de déplacement latéral supérieur à sa capacité.





Figure 3.15 a) Connexion du vérin à la poutre du muret et  
b) Rouleaux réduisant le frottement

Afin de pouvoir transmettre des forces sans affecter la géométrie et l'intégrité des murs, une poutre d'acier a été collée sur le dessus des spécimens avec de l'époxy. Le vérin est connecté au mur par l'intermédiaire de la poutre en question, alors que la presse applique la charge au spécimen via celle-ci (voir Figure 3.15a). Ainsi, la présence de cette poutre permet de distribuer uniformément les charges horizontales et verticales au spécimen et d'éviter des concentrations de contraintes qui peuvent endommager les murets et fausser les données. Par ailleurs, une plaque d'acier servant d'assise a également été collée à la base du spécimen et ancrée par la suite dans la dalle forte du laboratoire servant d'ancrage.

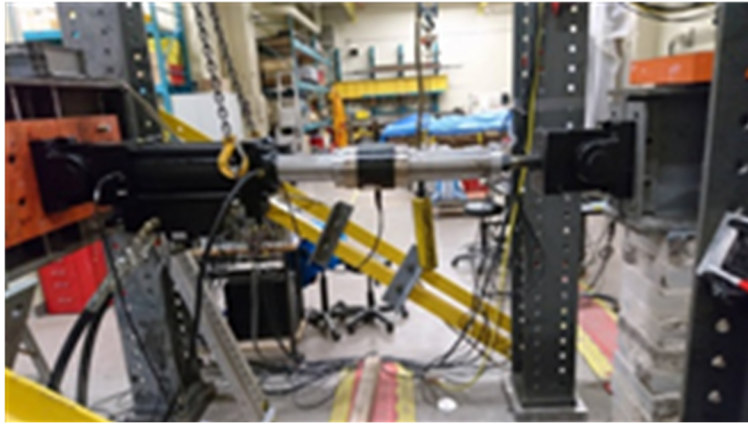


Figure 3.16 Vérin MTS-243.35 et cornière de contreventement (arrière-plan)

D'autre part, le montage a également besoin d'un contreventement pour réduire ses déformations dues aux charges latérales. Des doubles cornières d'acier ( $L \times 76 \times 76 \times 9$ ) ont été utilisées comme contreventement afin de reprendre la réaction horizontale du vérin. Le montage a été conçu pour avoir une grande rigidité de sorte que les déplacements sont presque uniquement dus à la déformation des spécimens et non du montage. Le montage est calculé pour supporter deux fois la charge maximale du vérin afin d'être certain de ne pas avoir de bris du montage. Des capteurs de déplacement ont également été placés à la base du vérin et à la base des murets pour mesurer les déformations du montage.

### Calcul des charges latérales appliquées

La capacité du montage est déterminée par la résistance du mur, donnée par la plus petite valeur de résistance calculée pour chaque mode de rupture tel que décrit à la section 1.3.3.

La résistance au balancement du mur est donnée par l'équation 1.2, en considérant un muret de 0,89m x 0,94m, une charge verticale permanente de 46,5 kN pour un niveau de contrainte simulée 0,2 MPa et le poids du mur estimé à 4,52 kN. Ce dernier est estimé en prenant un poids volumique de 2,1 kN/m<sup>3</sup>. Ainsi, on obtient :

$$V_R = V_{bal} = 0,9 (\alpha P_D + 0,5 P_W) \left( \frac{L}{h_{eff}} \right)$$

$$V_R = V_{bal} = 0,9 (0,5 * 46,5kN + 0,5 * 4,52kN) \left( \frac{0,89m}{0,94m} \right) = 21,7kN$$

La résistance au glissement des joints est donnée par l'équation 1.3, en considérant une résistance au cisaillement du joint obtenue par les essais  $v_{te}$ , égale à 0.86 MPa (voir Section 4.1.4). L'aire nette de la section du muret est de 0.24 m<sup>2</sup>. On obtient:

$$V_R = V_{Glis,1} = v_{me} A_n$$

$$v_{me} = \frac{0,75 \left( 0,75 v_{te} + \left( \frac{P_D}{A_n} \right) \right)}{1,5}$$

$$v_{me} = \frac{0,75 \left( 0,75 * 0,86MPa + \left( \frac{46,5kN}{0,24m^2} \right) \right)}{1,5} = 97,2kPa$$

$$V_R = V_{Glis,1} = 97,2kPa * 0,24m^2 = 23,3kN$$

La résistance au glissement des joints après la fissuration initiale est donnée par l'équation 1.5.:

$$V_R = V_{Glis,2} = 0,5P_D$$

$$V_R = V_{Glis,2} = 0,5 * 46,5kN = 23,3kN$$

La résistance à l'écrasement au pied du mur est donnée par l'équation 1.6 :

$$V_R = V_{écras} = (\alpha P_D + \alpha 0,5) \left( \frac{L}{h_{eff}} \right) \left( 1 - \frac{f_a}{0,7 f'_m} \right)$$

$$V_R = V_{écras} = (0,5 * 46,5kN + 0,5 * 0,5) * \left( \frac{0,89m}{0,94m} \right) * \left( 1 - \frac{0,2MPa}{0,7 * 52,7MPa} \right) = 22,1kN$$

La résistance à la traction diagonale d'un mur est donnée par l'équation 1.7, en considérant une résistance à la traction diagonale théorique  $f'_{td}$  de 0.534 MPa soit 10% de la résistance à la compression du mortier. Pour les essais de traction diagonale ayant été réalisés après la construction du montage. On obtient :

$$V_R = V_{td} = f'_{td} A_n \beta \left( 1 + \frac{f_a}{f'_{td}} \right)^{1/2}$$

$$V_R = V_{td} = 0,534MPa * 0,24m^2 * \frac{0,84m}{0,94m} * \left( 1 + \frac{0,2MPa}{0,534MPa} \right)^{1/2} = 123,6kN$$

Donc la résistance  $V_R$  est égale à la plus petite valeur de  $V_R$  calculée ci-dessus, soit une résistance minimale de 21,7 kN avec une rupture par balancement pour le premier mur à l'essai. Pour le deuxième spécimen à l'essai une force axiale créant une contrainte de compression de 0,5 MPa est appliquée. Le calcul du  $V_R$  s'élève donc à 49,8 kN avec une rupture par balancement pour le deuxième spécimen également. Considérant un facteur de

sécurité de 2, la conception du montage B est donc faite pour résister à une force latérale minimale de 100 kN.

### 3.2.3 Montage C

Le montage C est conçu pour la réalisation des essais de résistance à la traction diagonale. Pour ce dernier, nous avons utilisé les spécimens du montage B avec des modifications qui sont exposées plus haut dans ce chapitre. La presse utilisée pour ce montage est la même que pour le montage B, soit une MTS 210,80T. Pour assurer un bon contact avec la presse et permettre d'appliquer une force le long de la diagonale des murets, des bases en ciment sont fabriquées et placées à la base et au coin supérieur du carré. Elles sont faites d'un mélange d'époxy et de ciment à cure rapide, *Sika grout 212*. Pour éviter le fendage des bases, des armatures en acier 10 M ont également été placées dans ces dernières, tel qu'illustré au schéma de la Figure 3.17. Les détails de la conception de ces bases sont donnés à l'ANNEXE I. L'essai est réalisé une fois les bases durcies. Ces dernières ont servi de système de retenue et ont permis de tester la résistance à la traction diagonale sans pour autant avoir à modifier les spécimens.

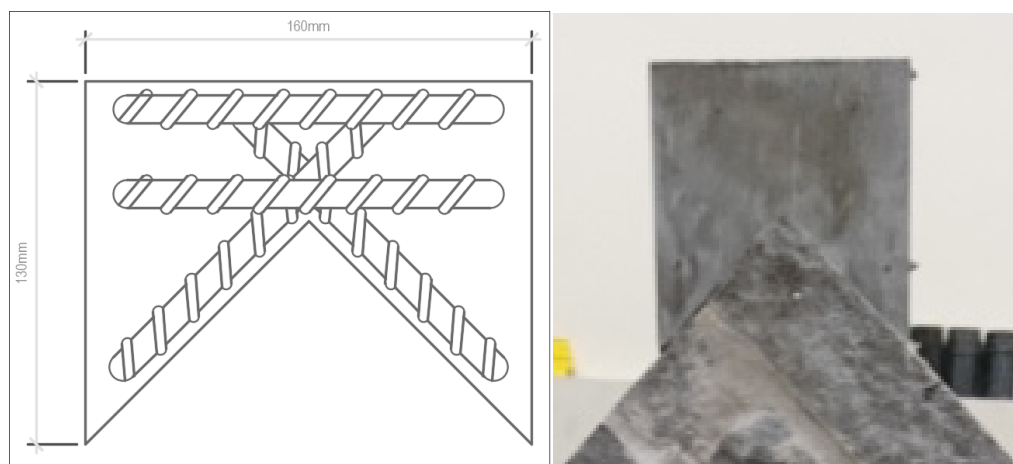


Figure 3.17 Base en époxy et armatures

### 3.3 Protocoles suivis pour les essais expérimentaux

Dans le but de permettre une répétabilité des essais, les différents protocoles utilisés sont présentés dans cette section. Ces derniers permettent une cohérence scientifique.

#### 3.3.1 Phase I

##### 3.3.1.1 Essai de résistance à la compression du mortier et de la pierre

La résistance à la compression des cubes de mortier est déterminée après 28 jours de cure. Les cubes de mortier sont soumis à une charge de compression jusqu'à la rupture (voir Figure 3.18). Ces essais visent entre autres à caractériser le mortier utilisé pour la caractérisation mécanique des assemblages de pierre et mortier. Ainsi, cinq cubes de mortier ont été testés. Ces essais de résistance à la compression du mortier ont été faits selon la norme ASTM C109 (*ASTM*, 2016b), décrite à la section 1.4.2.



Figure 3.18 Essais de la résistance en compression du mortier

Cinq spécimens de pierre sont testés pour l'essai de compression selon la norme ASTM C170/170M, tel que décrit au chapitre 1. Les spécimens sont soumis à une charge de compression jusqu'à la rupture.

### **3.3.1.2 Essai de résistance à la compression de la maçonnerie**

Les quatre spécimens de MNA sont soumis à une charge verticale jusqu'à la rupture. La charge de compression qui permet de déterminer la résistance est contrôlée par son déplacement avec une vitesse de déplacement d'un mm/min tel que décrit dans la norme.

### **3.3.1.3 Essai de résistance au cisaillement sur la maçonnerie**

Un total de six spécimens sont mis à l'essai pour déterminer la résistance au cisaillement de la maçonnerie, soit deux spécimens par niveau de compression à savoir: 10%, 30% et 50% de la résistance à la compression du mortier. La charge de pré compression est appliquée juste avant de mettre les spécimens dans la presse et est maintenue constante durant toute la durée de l'essai. La force de cisaillement est appliquée en contrôle de déplacement à un taux de 0,5 millimètre par minute tel qu'expliqué à la Section 2.4.2.

## **3.3.2 Phase II**

### **3.3.2.1 Essai cyclique quasi-statique**

Deux murets en MNA d'une dimension de 940 mm (hauteur) par 890 mm (largeur) par 270 mm (épaisseur) sont mis à l'essai avec le montage B. Rappelons que l'objectif du montage B est de déterminer la courbe de force-déplacement d'un mur en MNA sous chargement latérale en plan. Les étapes suivantes sont réalisées dans l'ordre pour atteindre ce dernier objectif :

- 1) placer les spécimens dans le montage B tel qu'illustré à la Figure 2.7;
- 2) selon le degré de confinement choisi, appliquer doucement une force de compression verticale selon le tableau suivant, tout en respectant le standard de l'ASCE. Les

contraintes de compression de 0,2MPa et 0,5MPa appliquées représentent 3,8% et 9,4%, respectivement, de la résistance du mortier en compression;

Tableau 3.2 Niveau de confinement de la phase II

<b>Niveau de confinement (%)</b>	<b>Contrainte équivalente (MPa)</b>	<b>Force appliquée par la presse (kN)</b>	<b>Spécimen utilisé</b>
3,8	0,2	46,5	CC 1
9,4	0,5	112,4	CC 2

- 3) une fois, les spécimens sous charge de compression, le vérin horizontal d'une capacité de 250kN (MTS-243,35) est monté et connecté aux spécimens par l'intermédiaire de la poutre d'acier mentionnée plus tôt;
- 4) le vérin applique les cycles de chargement à raison de deux cycles consécutifs par amplitude de déplacement imposé au sommet des spécimens. L'amplitude des cycles est croissante et correspond respectivement à des déplacements relatifs de 0,025%, 0,05%, 0,10%, 0,15%, 0,20%, 0,25%, 0,30%, 0,40%, 0,60%, 0,80% et 1,0%. Ces déplacements sont tirés du protocole de Lausanne (Petry, 2015) et sont exprimés en pourcentage de la hauteur du muret. Un cycle de déplacement relatif de x% imposé au sommet du spécimen consiste à imposer le déplacement relatif, puis de remettre le muret en position initiale, puis d'imposer le même déplacement dans le sens négatif avec le même déplacement et de revenir encore à la position initiale (zéro). La vitesse du déplacement imposée est de 0,6 millimètre par minute et ce pour ne pas avoir d'effet dynamique. Le déplacement du sommet et la force requise, par le vérin horizontal, sont enregistrés tout au long de l'essai pour permettre d'obtenir les différentes courbes du comportement hystérétique (force-déplacement cyclique) du muret.



### 3.3.2.2 Essai de résistance à la traction diagonale

Les étapes suivantes sont suivies lors des essais de résistance à la traction diagonale des spécimens en MNA :

- 1) les spécimens sont placés dans la presse MTS-201,80T;
- 2) la presse est placée de manière à faire contact avec les spécimens, mais en appliquant une force négligeable;
- 3) tous les capteurs sont tarés ;

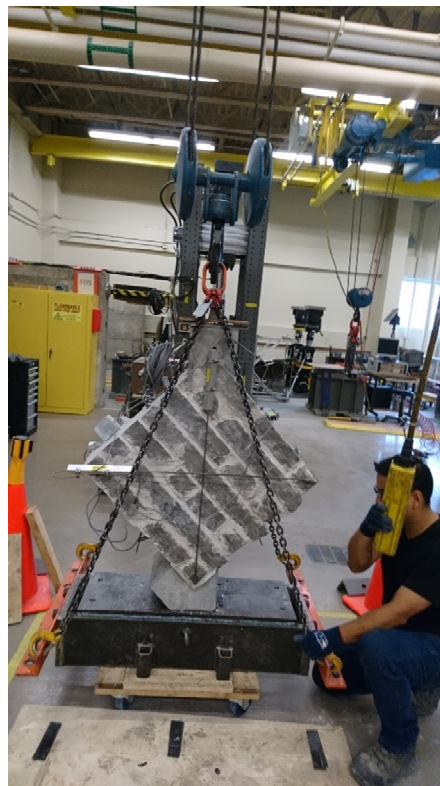


Figure 3.19 Spécimen pour essai de traction diagonale

- 4) la presse impose un déplacement croissant à une vitesse de 0,1 millimètres par minute jusqu'à la rupture du spécimen. Il est important de noter que les capteurs enregistrent les données continuellement durant l'essai. Les paramètres de l'essai de traction diagonale sont standards. La faible vitesse permet d'éviter les chocs sur les spécimens.

Les manipulations des spécimens sont faits à l'aide d'un pont roulant et de chariot de déménagement, tel qu'illustré sur la Figure 3.19. Comme les spécimens sont collés avec de l'époxy à leur base en acier, les risques de renversement sont relativement faibles.

## **CHAPITRE 4**

### **RÉSULTATS ET ANALYSES**

Ce chapitre présente les résultats obtenus par les différents essais et en fait l'analyse. La présentation, l'analyse et la discussion des résultats sont faites indépendamment pour chacune des phases du programme expérimental et sont combinées par la suite. Chaque phase est traitée de façon indépendante, car ces dernières n'ont pas les mêmes objectifs, bien qu'elles aient des influences entre elles.

#### **4.1 Résultats de la phase I**

Les résultats de la phase I du plan expérimental se divisent en quatre parties, soient : les essais de résistance à la compression sur le mortier, sur la pierre, sur la maçonnerie et les essais de résistance au cisaillement des joints de mortier.

##### **4.1.1 Résistance à la compression du mortier**

La première série d'essais portait sur la résistance à la compression d'un mortier de ciment-chaux. Comme expliqué aux chapitres précédents, ce mortier a été fait selon les méthodes de l'époque de la construction des murs à l'étude. Le Tableau 4.1 présente les résistances en compression obtenues sur les cinq spécimens (cubes) mis à l'essai. La résistance moyenne obtenue à 28 jours est de 5,34MPa avec un maximum de 5,51MPa et un écart-type, relativement faible, de 0,13MPa. Le coefficient de variation (CV), soit le rapport entre l'écart-type et la moyenne, est de 2,4% ce qui est très faible, d'un point de vue statistique, et montre une bonne homogénéité des propriétés mécaniques. Les cubes de mortier ont rompu avec une forme conique, en sablier, rupture typique pour un spécimen confiné aux extrémités.

Tableau 4.1 Résistance à la compression du mortier

No de l'échantillon	M1	M2	M3	M4	M5	Moyenne	Écart-type
Résistance à la compression (MPa)	5,51	5,37	5,39	5,23	5,21	5,34	0,13

#### 4.1.2 Résistance à la compression de la pierre

La deuxième série d'essais portait sur la résistance en compression des unités de pierre. Le Tableau 4.2 montre les différents résultats des essais de résistance à la compression de la pierre. La résistance en compression obtenue a varié entre un minimum de 65,0 MPa et un maximum de 84,8 MPa avec une moyenne de 77,6 MPa et un écart type de 7,6 MPa. Le CV est 9.9%, soit une plus grande variabilité que pour le mortier, mais démontrant tout de même une certaine homogénéité statistique. Bien que les pierres soient sciées pour avoir les dimensions requises par l'essai, tel qu'expliqué dans la section 3.1.2, le sens de chargement est toujours le même afin d'avoir les résultats le plus représentatifs possible. Les pierres ont rompu par éclatement des faces latérales résultant en une forme en sablier. Cette rupture est typique d'une rupture en compression d'éléments confinés aux extrémités.

Tableau 4.2 Résistance à la compression de la pierre

No. Échantillon	P1	P2	P3	P4	P5	Moyenne	Écart-type
Résistance en compression (MPa)	65,0	82,3	78,0	77,9	84,8	77,6	7,6

#### 4.1.3 Résistance à la compression de la maçonnerie

La troisième série d'essais portait sur la résistance en compression d'un assemblage de maçonnerie pierre-mortier. Comme expliqué dans le chapitre précédent, les quatre spécimens pour ce test sont composés d'une colonne de trois pierres superposées et séparées avec des

joints de mortier de ciment-chaux. La cure de ces assemblages est la même que pour les cubes de mortier, voir section 3.1.1. Le Tableau 4.3 montre la résistance des quatre assemblages mis à l'essai de compression. La résistance en compression obtenue après une cure de 28 jours des spécimens tel que décrit dans la section 3.1.1, a varié entre un minimum de 48,4 MPa et un maximum de 61,8 MPa avec une moyenne de 52,7 MPa et un écart type de 6,6 MPa. Le coefficient de variance est de 12,5%. Cette valeur est plus grande que l'addition des CV du mortier et de la pierre, ce qui montre que la MNA n'est pas homogène et a un comportement plus difficile à prédire. On peut donc s'attendre également à ce que les propriétés mécaniques d'un mur de MNA varient aussi spatialement.

Les assemblages de MNA ont rompu en prisme verticaux. La littérature (Bruneau, 1994) montre que c'est bien ce type de rupture que l'on devrait obtenir. Toutefois, la rupture est supposée se produire dans la pierre centrale théoriquement. Mais, certains des spécimens ont rompu dans l'une des pierres d'extrémité comme le montre la Figure 4.1. La rupture des pierres d'extrémité se manifeste par l'éclatement des côtés à cause de l'effet de confinement aux extrémités.



Figure 4.1 Spécimens après essai de compression

Tableau 4.3 Résistance à la compression de la maçonnerie

No de l'échantillon	C1	C2	C3	C4	Moyenne	Écart-type
Résistance à la compression (MPa)	53,3	47,4	61,8	48,4	52,7	6,6

Cet essai a pour but de déterminer la résistance de la maçonnerie à une compression axiale uniquement. Si l'on compare la résistance moyenne à la compression de la maçonnerie (52,7MPa) avec celle du mortier (5,34 MPa), on trouve un ratio de près de 10 (soit de 9,87). Un ratio aussi élevé est noté dans la littérature lorsque les unités sont beaucoup plus résistantes que le mortier (Vanin et al., 2017). Ce ratio montre bien qu'un mur de maçonnerie peut encore prendre des charges après que ces charges aient créé une contrainte

de compression supérieure à la résistance du mortier. La Figure 4.2 montre l'évolution des contraintes de compression moyennes en fonction des déformations axiales imposées aux spécimens C1 à C4. Cette évolution est relativement linéaire jusqu'à la rupture. La résistance de la maçonnerie est en général atteinte pour une déformation axiale de 0.01 mm/mm ce qui est environ trois fois plus élevé que la déformation à la rupture des bétons conventionnels, laquelle est de l'ordre de 0,0035. Cette grande déformabilité axiale (comparativement au béton) est due à la présence des joints de mortier flexible.

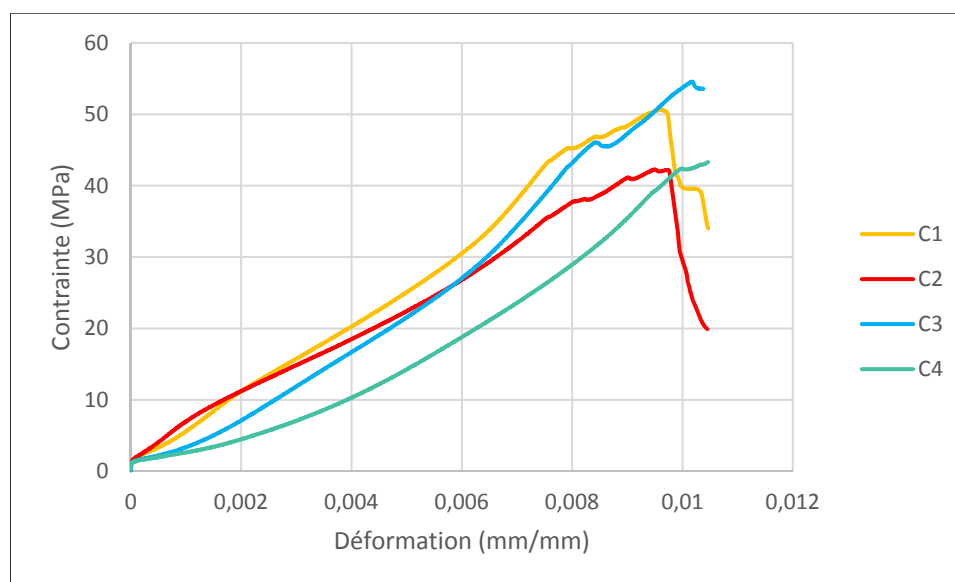


Figure 4.2 Courbe contrainte-déformation de la maçonnerie en compression

#### 4.1.4 Résistance au cisaillement d'un joint de la maçonnerie

La quatrième série d'essais porte sur la résistance au cisaillement des joints de mortier. L'objectif de ce test est de déterminer la résistance maximale au cisaillement d'un joint de mortier en déterminant la cohésion initiale et le coefficient de friction selon l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.

La force de confinement de compression appliquée durant le test est perpendiculaire au plan de cisaillement pour avoir une contrainte normale au plan. Les trois niveaux de compression

sont établis à 10%, 30% et 50% de la résistance en compression du mortier. La Figure 4.3 montre le spécimen C4 après rupture. Tous les spécimens se sont comportés de la même manière d'un point de vue visuel. La pierre centrale a glissé vers le bas en restant bien verticale. La fissuration se produit à l'interface du mortier et de la pierre centrale pour tous les spécimens.

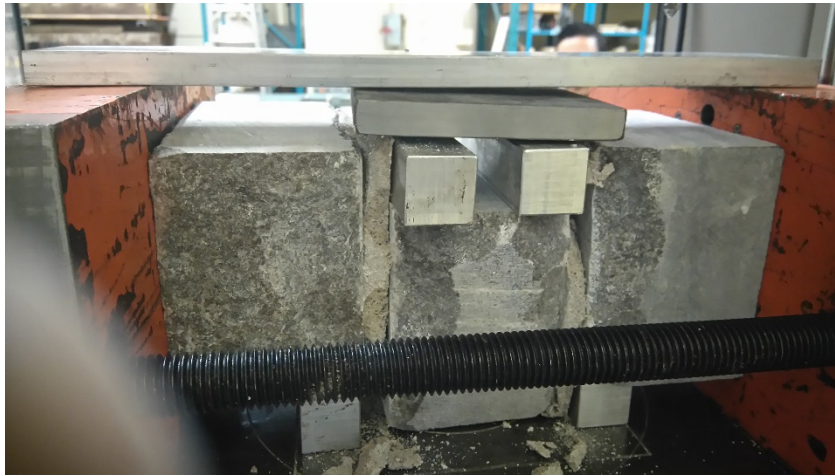


Figure 4.3 Spécimens après rupture à l'essai de cisaillement

La Figure 4.4 présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du temps pour une vitesse de chargement de 0,5 millimètre par minute. Tous les spécimens, sauf un, le spécimen J5 soumis à 30% de confinement, ont eu un comportement typique des ruptures par cisaillement d'un joint. On observe une augmentation linéaire de la force de cisaillement jusqu'à un maximum. Durant cette phase élastique et rigide, très peu de déplacement relatif est observé. Après l'atteinte de la résistance maximale, on observe typiquement une chute de la résistance du cisaillement se produisant en même temps que l'apparition d'une fissuration le long du plan de cisaillement, plus précisément à l'interface mortier et pierre. La résistance se stabilise plus ou moins rapidement et la réponse montre un plateau relativement constant. Cette résistance résiduelle est attribuée à la friction occasionnée par l'effort de compression. Durant cette phase, un glissement relatif a lieu entre les deux parties de l'assemblage, au niveau du plan de fissuration, tel que montré sur la Figure 4.3.



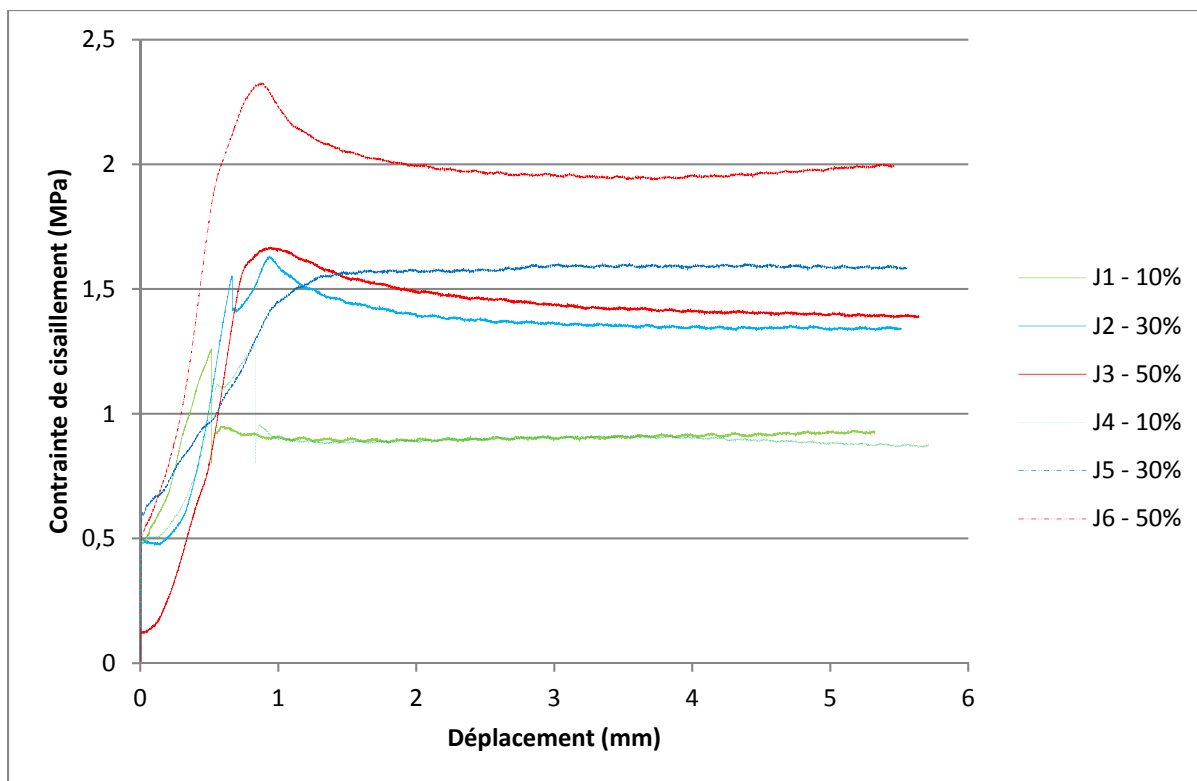


Figure 4.4 Cisaillement en fonction du déplacement

Le spécimen J5 n'a cependant pas le comportement attendu, car il n'y a pas de sommet suivi d'une descente avec un plateau. Il y a donc très peu d'écart entre sa résistance maximale et sa résistance résiduelle. Les résultats atypiques du spécimens J5 sont probablement dû à une fissuration présente avant l'essai. Cette fissuration qui se serait produite dans le 28 jours de cure lors de l'entreposage ou lors transport à la suite d'une mauvaise manipulation. Aucune fissure n'était cependant visible à l'œil nu avant l'essai.

Le Tableau 4.4 ci-dessous donne les valeurs maximales (pic) et résiduelles (plateau) obtenues lors des essais de résistance au cisaillement d'un joint de maçonnerie. Ces valeurs seront utilisées pour l'analyse en fonction du taux de confinement en compression pour obtenir la relation de Mohr-Coulomb (voir section 4.2.4). La résistance résiduelle se situe entre 69,2% et 86.1% de la résistance maximale à l'exception du spécimen J5 pour lequel elle est de 96%. La cohésion peut également être calculée par la différence entre la résistance maximale et la résistance résiduelle.

Tableau 4.4 Valeurs de la résistance au cisaillement maximale et résiduelle

No de l'échantillon	J1	J2	J3	J4	J5	J6
Contrainte axiale	10%	30%	50%	10%	30%	50%
Résistance maximale (MPa)	1,24	1,64	1,66	1,30	1,65	2,30
Résistance résiduelle (moyenne) (MPa)	0,90	1,35	1,40	0,90	1,59	1,98
Cohésion (MPa)*	0,34	0,29	0,26	0,40	0,06 Négligeable	0,32
% de résistance résiduelle	72,6%	82,3%	84,3%	69,2%	96,4%	86,1%

\*Différence entre la résistance maximale et résiduelle

## 4.2 Analyse et discussion de la phase I

### 4.2.1 Résistance à la compression du mortier

Les résultats des essais de compression sur le mortier effectués ont donné une résistance moyenne de 5,34 MPa avec une écart-type de 0,13 MPa. Ces résultats sont à l'intérieur des prévisions faites avant l'obtention des résultats, puisque selon la littérature (section 1.1.3), le mortier de ciment-chaux à une résistance entre 0,51 et 17,3 MPa selon les proportions utilisées. Cette large plage de résistances s'explique par l'utilisation de la méthode volumétrique pour la formulation de ces mélanges, une méthode moins précise que la méthode des masses. Par ailleurs, la variabilité dans la granulométrie du sable entre les recherches contribue à expliquer l'étendue des résistances répertoriées. Le mortier utilisé pour les différents essais est donc représentatif d'un mortier des murs étudiés. On peut également constater que l'écart-type est très faible ce qui est attendu pour un mortier fait d'un seul mélange et ce qui montre son uniformité.

#### **4.2.2 Résistance à la compression de la pierre**

Comme pour le mortier, la résistance en compression de la pierre calcaire utilisée, avec une moyenne de 77,6 MPa et un écart-type de 7,65 MPa est comparable aux valeurs citées dans la littérature (section 1.1.2) pour la pierre calcaire, cette dernière variant entre 12,4 et 193 MPa. Il s'agit donc d'une pierre calcaire relativement résistante. L'écart-type est toutefois relativement élevé pour nos essais (7,65 MPa, qui donne un coefficient de variation d'environ 10%) qui est probablement dû à la nature plus hétérogène du matériau qu'est la pierre. À noter qu'un programme d'essai antérieur a testé des cubes taillés de 10 cm de pierre de la même carrière mais issue d'un lot différent, et que la résistance à la compression obtenue était de  $101 \pm 13$  MPa (Moretti, 2017), soit 13% de CV. La différence de résistance entre ces deux programmes d'essais est due à la nature hétérogène de la pierre calcaire. Considérant que les deux séries de pierres proviennent de la même carrière, la différence est tout de même importante. Malheureusement nous n'avons pas d'information sur la variation des pierres calcaire de la carrière Ducharme. Cette grande plage de résistance de la pierre calcaire est d'ailleurs rapportée dans la littérature (Voir Section 1.1.2).

#### **4.2.3 Résistance à la compression de la maçonnerie**

Avec une moyenne de 52,7 MPa et un écart-type de 6,59 MPa (coefficient de variation de 12,7%), les valeurs obtenues pour les spécimens en MNA restent dans la plage normale de la littérature qui est de moins de 1 MPa à plus de 60 MPa pour la résistance à la compression (section 1.1.1). Le coefficient de variation est supérieur à celui obtenu pour le mortier (2,4%) et la pierre (9,9%) ce qui est cohérent. Les résultats de nos essais restent également dans un écart acceptable d'un point de vue statistique. Une recherche menée par Moretti (2017) a obtenu une résistance de 33,2 MPa avec un CV d'un peu moins de 10% pour une résistance à la compression du mortier de 3,3 MPa ( $\pm 10\%$ ). Ces valeurs sont dans le même ordre de grandeur que les résultats de la présente recherche, puisque la résistance à la compression de la maçonnerie dépend grandement de la résistance du mortier utilisé. À ce niveau, les deux recherches présentent un facteur d'environ 10 entre la résistance de la maçonnerie et celle du mortier. Il est à noter que la résistance réelle du mortier dans le spécimen de maçonnerie est

plus élevée que celle obtenue par les essais sur cubes de mortier, dû à l'effet de confinement. Ceci contribue à l'écart entre la résistance à la compression de la maçonnerie et celle du mortier.

#### 4.2.4 Résistance au cisaillement d'un joint de mortier

Les résultats des essais à la résistance au cisaillement d'un joint de mortier (voir Tableau 4.4) ont des comportements particuliers. Si l'on met de côté les résultats du spécimens J5, qui a probablement subi des dommages avant l'essai, on remarque que la résistance résiduelle relative augmente de 70.9% à 85.2% lorsque le taux confinement passe de 10% à 30%. Cette augmentation peut s'expliquer par la présence d'une cohésion résiduelle. Selon l'équation 1.4 de la norme ASTM, on peut estimer la résistance résiduelle au glissement d'un mur à 50% de la charge verticale appliquée, soit un coefficient de friction d'environ 0,5 sans cohésion. Par ailleurs, la résistance du spécimen J3 est beaucoup plus faible que celle du spécimen J6 qui a le même niveau de confinement. Cette différence est probablement due au mortier qui a moins adhéré pour le spécimen J5. Les résultats des essais à la résistance au cisaillement d'un joint de mortier peuvent être utilisés pour tracer l'enveloppe de rupture de Mohr Coulomb avec l'équation suivante :

$$f_s = C + \mu * \sigma \quad (4.1)$$

Ainsi, la résistance au cisaillement  $f_s$  dépend de la cohésion (C) en MPa, du coefficient de friction ( $\mu$ ) et de la contrainte normale ( $\sigma$ ) en MPa. Avant la première fissuration, la résistance au cisaillement est déterminée par la cohésion initiale et la contrainte normale qui agit comme confinement. Ainsi, la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte normale. Après la fissuration initiale, la cohésion initiale est surpassée et c'est le frottement qui donne une résistance au joint et la résistance résiduelle dépend directement de la contrainte normale. La Figure 4.5 illustre la relation de Mohr Coulomb obtenue pour trois niveaux de contraintes normales différents (10%, 30% et 50%).

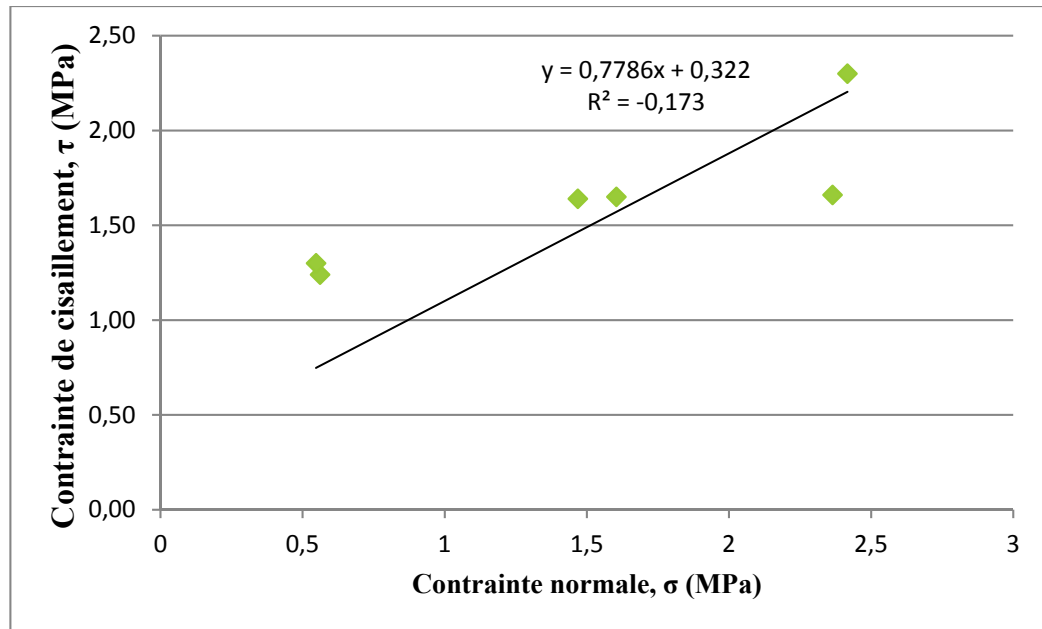


Figure 4.5 Enveloppe de Mohr Coulomb

La cohésion initiale (C) est de 0,32 MPa, moyenne au Tableau 4.4, avec un coefficient de friction ( $\mu$ ) de 0,78 selon l'équation de Mohr Coulomb suivante :

$$f_s = 0,32 + 0,78 * \sigma \quad (4.1)$$

Les valeurs de cohésion et du coefficient de frottement sont du même ordre de grandeur que les valeurs répertoriées dans la littérature, soit une cohésion entre 0,33 et 0,56 MPa et un coefficient de frottement entre 0,58 et 0,85 est normale (Vasconcelos, 2009) et (Binda, 1994).

### 4.3 Résultats de la phase II

Les résultats de la phase II du plan expérimental se divisent en deux parties, soient : les essais de chargement cyclique quasi-statique et les essais de caractérisation à la traction diagonale de la MNA traditionnelle.

### 4.3.1 Essais cycliques quasi-statiques en plan

Les essais cycliques ont permis d'obtenir la relation force-déplacement de deux murets. Les deux murets ont démontré une rupture par balancement tel qu'anticipé (voir Section 3.2.2). La Figure 4.6 présente les courbes d'hystérésis pour les deux murets testés à deux niveaux de contrainte verticale différents : 0,2 MPa pour le spécimen CC1 et 0,5 MPa pour le spécimen CC2. Les deux spécimens ont subi une rupture par balancement et les deux courbes sont très similaires. La rupture par balancement est caractérisée par une courbe enveloppe bi-linéaire avec l'atteinte d'un plateau correspondant à la résistance latérale du muret. Les murets CC1 et CC2 ont résisté à une charge latérale de 23 kN et de 49 kN, respectivement. La dissipation d'énergie associée à ce mode de rupture est très faible, tel que le démontrent les boucles d'hystérésis pincées.

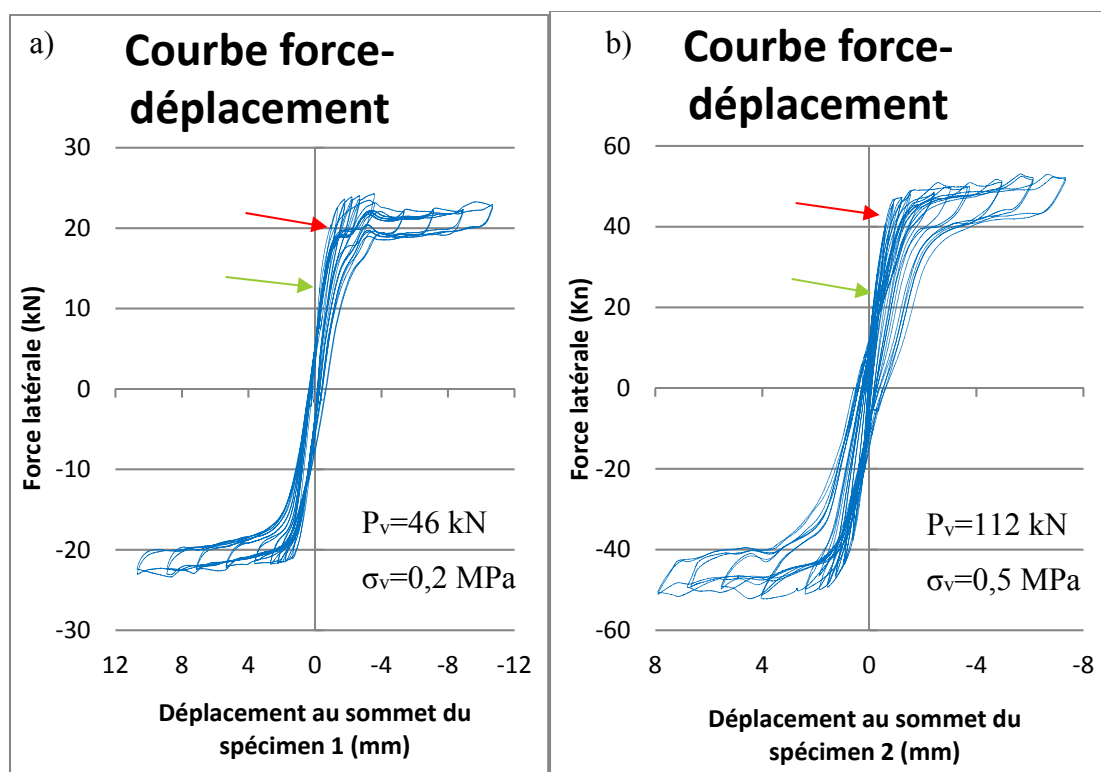


Figure 4.6 a) Courbe d'hystérésis du spécimen CC1 et  
 b) Courbe d'hystérésis du spécimen CC2

Comme démontré par les travaux de recherche exposés dans la revue de littérature, on observe trois stades de comportement cyclique selon l'état d'endommagement des murets, (section 1.4.4). Ces trois stades sont séparés par le changement de l'état d'endommagement ou de niveau de dommage qui se traduit par un changement de pente dans une courbe d'hystérésis. Ainsi les flèches vertes sur la Figure 4.6 indiquent le changement entre le niveau de dommage léger et modéré. Les flèches rouges indiquent le changement suivant, entre le niveau de dommage modéré et étendu. Les déformations correspondantes aux changements de niveau de dommage et les résistances latérales associées sont exposées dans le Tableau 4.5.

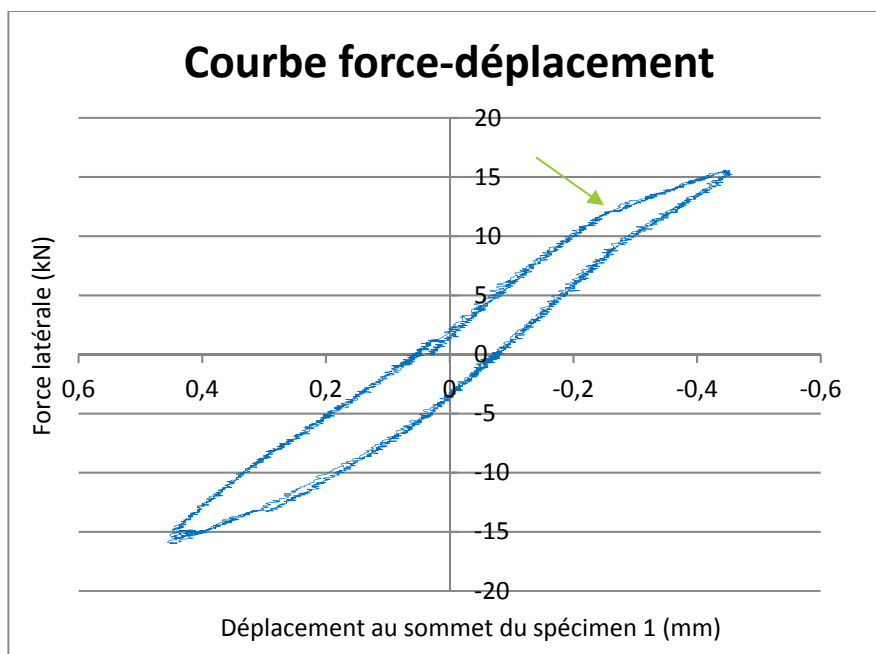


Figure 4.7 Courbe d'hystérésis du spécimen CC1 à la jonction des niveaux de dommage léger et modéré

Les essais cycliques de la présente recherche suivent la norme ASTM E2126, tel que mentionné dans le chapitre 1. Cette norme donne les équations requises pour calculer la résistance au cisaillement  $v_{peak}$  et le module de cisaillement  $G'$  (voir équations 1.8 et 1.9 à la Section 1.4.4).

Il est à noter que la résistance au cisaillement donnée par l'équation 1.2 à 1.7 donne une évaluation de la résistance au cisaillement en kN par unité de largeur du mur pour une rupture par glissement le long du joint. Comme c'est une rupture par balancement qui est survenue lors des essais et non par glissement, la résistance évaluée par l'équation 1.2 représente tout de même une borne inférieure de la résistance au cisaillement de la maçonnerie. Les valeurs obtenues sont données au Tableau 4.5.

Le module de cisaillement  $G'$  est calculé pour chacun des stades de comportement cyclique, séparés par les jonctions entre les niveaux de dommages, points où le changement d'un niveau à l'autre se produit. Le Tableau 4.5 donne les valeurs du module de cisaillement pour les deux spécimens testés. Ce tableau identifie les déformations atteintes et la résistance correspondante ainsi que le pourcentage de la résistance maximale atteint pour chacun des trois niveaux de dommages.

Tableau 4.5 Caractéristiques des courbes d'hystérésis

	<b>Spécimen 1 (0,2 MPa de compression)</b>			<b>Spécimen 2 (0,5 MPa de compression)</b>		
V <sub>peak</sub> selon éq. 1.1 à 1.6	0,029 kN/mm			0,061 kN/mm		
Niveau de dommage	Léger	Modéré	Étendu	Léger	Modéré	Étendu
$G'$ (MPa)	42,246	19,874	0,299	91,953	36,171	0,972
Glissement limite	0,030%		0,075%	0,018%		0,084%
Force limite	11,3kN 48,3%		19,3kN 82,6%	22,8kN 45,8%		43,3kN 87,2%



Dans la phase initiale élastique du comportement de la MNA, le module de cisaillement est constant avec une valeur élevée de 42,2 MPa et de 92,0 MPa respectivement aux deux spécimens qui sont soumis à un niveau de compression de 0,2 MPa et de 0,5 MPa. Cette valeur est maintenue jusqu'à une déformation en cisaillement respective de 0,030% et 0,018% de déplacement relatif (déplacement,  $\Delta$ , par rapport à la hauteur,  $H$ , des spécimens) et correspond à la première phase d'endommagement. Par la suite, le module de cisaillement subit une dégradation et s'établit respectivement de 19,9 kN/m et 36,2 kN/m pour les deux spécimens et pour la plage de déformation de cisaillement allant respectivement de 0,030% à 0,075% et 0,018% à 0,084% de déplacement relatif. Cette dégradation est due à la fissuration interne des murets en MNA. Cette phase est appelée phase plastique et correspond à la deuxième phase d'endommagement. Finalement, le module de cisaillement se dégrade respectivement à 0,30 kN/m et 0,97 kN/m pour des déformations de cisaillement supérieures à un seuil respectif de 0,075% et 0,084, correspondant à la troisième et dernière phase d'endommagement. Cette nouvelle dégradation est due au soulèvement de la rupture par balancement (Figure 4.8).



Figure 4.8 Fissuration dans le bas des spécimens durant les essais cycliques

Les deux murets ont subi une rupture par balancement lors de la dernière phase d'endommagement. Cette rupture est facilement reconnaissable par l'absence de fissure diagonale, par l'écrasement au pied et la présence d'une fissure horizontale ouverte dans le bas du mur lors des essais. Par ailleurs, la courbe hystérétique d'un mur en MNA a certaines

particularités lors de ce type de rupture et ces particularités se retrouvent dans les courbes d'hystérésis des murets testés qui seront discutées plus loin dans ce chapitre.

Les murets ne présentaient aucune progression de dommages visibles entre les cycles. Les seuls dommages visibles étaient une fissure horizontale au pied des murets, dans la zone d'écrasement, qui s'ouvrait et se refermait progressivement avec l'accroissement de l'amplitude en fonction des déplacements imposés. Les ouvertures se refermaient à la fin et au milieu de chaque cycle, qui correspond à un déplacement relatif nul, sans que d'autres signes de dommages ne soient visibles à l'œil nu. Il est important de noter que la résistance des murets augmente durant toute la durée de l'essai jusqu'à l'obtention d'un plateau qui reste constant malgré la rupture par balancement. Les essais ont été terminés lorsqu'une déformation de cisaillement de 1,2% était atteinte. Cette limite a été choisie pour des raisons de sécurité, pour ne pas endommager les installations et parce que le comportement des murets en MNA ne devrait pas changer au-delà de ce seuil de déformation.

#### **4.3.2 Essais de traction diagonale**

Les essais de traction diagonale ont pour objectif de déterminer la résistance de la MNA à la traction diagonale, ce qui permet d'évaluer la résistance latérale d'un mur pour le mode de rupture en traction diagonale selon l'équation 1.6. La rupture par balancement des murets lors de l'essai de chargement cyclique n'a pas altéré la partie centrale des spécimens. Puisque les murets étaient en bon état, leurs parties centrales ont été récupérées pour le test de traction diagonale. Les spécimens ont dû être légèrement modifiés dans leurs dimensions pour avoir des spécimens sains, de forme carrée (voir Section 3.1.4). La Figure 4.9 montre l'évolution de la force appliquée sur les spécimens, selon un angle de 45° par rapport au lit de pose de la maçonnerie, en fonction du déplacement dans le même axe.

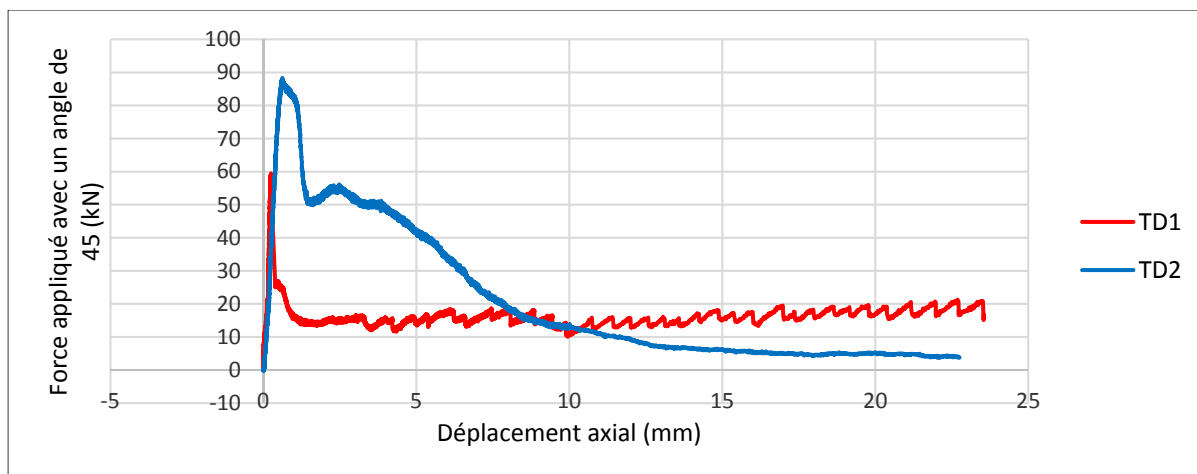


Figure 4.9 Essais de traction diagonale

Les essais de traction diagonale ont donné des résultats particuliers. Bien que les deux spécimens aient été construits par la même personne, à la même date, avec la même cure, les mêmes configurations et tous les facteurs a priori influents étant maintenus les plus similaires possible, ils ont donné des résultats différents sous les mêmes conditions d'essai. Seul le niveau de confinement appliqué sur les spécimens originaux durant l'essai cyclique quasi-statique en plan était différent. D'un point de vue théorique, le niveau de confinement appliqué lors des essais cyclique n'affecte pas les résultats des essais de traction diagonale.

Les deux spécimens n'ont pas rompu avec une traction diagonale, mais avec un glissement d'un joint de mortier. Le joint de mortier qui a cédé, pour les deux spécimens, sont les premiers joints qui ne touchaient pas à la base de béton (le premier joint libre). Le premier spécimen avec le joint libre le plus haut du muret, alors que le deuxième a cédé avec le premier joint libre le plus bas du muret (voir Figure 4.10).

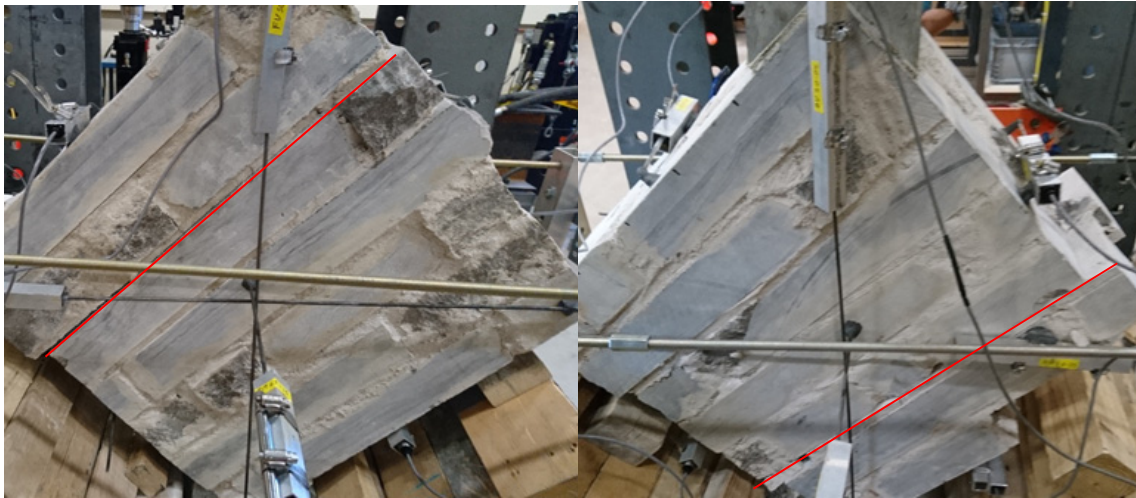


Figure 4.10 Fissuration des spécimens suite aux essais de traction diagonale

D'un point de vue théorique, il n'y a pas de différence (ou une différence marginale) en termes de charge entre ces deux lits de mortier. Ces deux joints sont symétriques pour ce qui est des efforts durant les essais de traction diagonale, comme illustré à la Figure 4.10. Malgré ce fait, les deux spécimens ne donnent pas les mêmes résultats. Pour le premier spécimen, la charge a augmenté sous une déformation constante jusqu'à 60 kN avec une rupture partielle et une chute de la charge à environ 15 kN. Par la suite, le spécimen a continué à reprendre la charge jusqu'à environ 20 kN avec une nouvelle rupture et une chute de la charge à environ 15 kN. Il y a eu des petites ruptures entre 15 et 20 kN jusqu'à la fin de l'essai.

Pour le second spécimen, la charge a augmenté jusqu'à un peu moins de 90 kN sans rupture nette. Une fois le maximum atteint la charge a diminué progressivement jusqu'à moins de 5kN, toujours sans rupture nette. Les premières fissures visibles sont apparues entre un et deux millimètres de déplacement, ce qui est survenu bien après que la charge maximale soit atteinte. Ces observations permettent donc d'affirmer que les déformations sont de nature élastique ou sont dues à des fissurations à l'intérieur même des spécimens (dans le remplissage). Puisque le type de maçonnerie du présent mémoire est composé de deux parois avec un remplissage au centre, le centre c'est probablement fissuré progressivement ce qui s'est manifesté par une chute de résistance. Le premier spécimen possède probablement un remplissage du centre avec moins de débris dans la ligne de fissuration pour avoir des

résultats aussi lisses. Le deuxième spécimen est probablement fait avec plusieurs débris qui croisent la ligne de fissuration pour avoir autant d'irrégularités dans la Figure 4.9. Les résultats d'une étude précédente menée à l'ÉTS, avec la même pierre calcaire de base, (Moretti, 2017) montrent une rupture nette des spécimens. Les spécimens de cette recherche n'avaient pas de remplissage central et les unités étaient de dimensions uniformes, ce qui pourrait expliquer la grande différence dans le comportement des deux essais.

#### **4.4 Analyse et discussion de la phase II**

Suite aux différents résultats obtenus lors de la phase II, une analyse est faite pour bien comprendre et interpréter les résultats.

##### **4.4.1 Essai cyclique en plan quasi-statique**

L'essai cyclique en plan quasi-statique représente le mur d'un bâtiment sollicité latéralement. Les calculs faits avant l'expérience et les observations durant cette dernière ont permis de constater que le mode de rupture est pratiquement toujours par balancement en plan pour le type de maçonnerie à l'étude et les murets dont la géométrie donne un ratio largeur/hauteur près de l'unité. Les résistances théoriques évaluées selon les équations de l'ASCE 41 sont résumées au Tableau 4.6 suivant pour les deux murets et sont comparées aux valeurs obtenues expérimentalement. On peut voir que la traction diagonale est très peu probable et que les résistances correspondant aux trois autres modes de rupture sont du même ordre de grandeur. Malheureusement, les caractéristiques mécaniques des spécimens n'ont pas permis de favoriser la traction diagonale et ce même en changeant les dimensions tout en respectant les limites imposées par le montage.

Tableau 4.6 Calcul théorique de résistance latérale de la phase II

Mode de rupture théorique	Muret 1 (0,2 MPa)	Muret 2 (0,5 MPa)
Balancement	21,7 kN	51,4 kN
Glissement	23,3 kN	58,3 kN
Écrasement	22,1 kN	54,5 kN
Traction diagonale	124 kN	169 kN
Expérimental par balancement	23 kN	49 kN

La résistance du mur de MNA est déterminée par la géométrie et la charge verticale appliquée pour trois des modes de ruptures exposés à la section 1.3.3 soit : le balancement, le glissement au joint et l'écrasement. Pour ce qui de la résistance à la traction diagonale, la résistance d'un mur à ce mode de ruptures dépend des même deux facteurs et de la résistance des matériaux qui composent le mur en plus. Les spécimens mis à l'essai ont des matériaux trop résistants pour qu'une rupture se produise par traction diagonale. Par ailleurs, les trois premiers modes de ruptures mentionnés dans ce paragraphe ont des résistances attendues du même ordre de grandeur pour la géométrie utilisée avec les essais quasi-statiques. Les formules de L'ASCE 41 ont donné de très bonne estimation de la résistance des spécimens à l'essai.

Rappelons que quatre niveaux de dommages peuvent généralement être définis à partir des courbes d'hystérésis : léger, modéré, étendu et majeur. L'initiation des dommages ne survient pas à la même déformation pour les deux murets. Le muret 1 atteint l'initiation des dommages à une déformation de 0,03% pour 48% de la résistance maximale, alors que pour le muret 2 la déformation est de 0,02% pour un taux 46% de la résistance maximale. La rupture des murets 1 et 2 est atteinte à des déformations de 0,075% et 0,08%, pour 83% et 87% de la résistance maximale respectivement. Ainsi, on observe plus de différences à l'initiation des dommages qu'à la rupture entre les deux murets, bien qu'ils soient de même géométrie et construits avec le même matériau. Un autre point particulier est que le module de cisaillement ( $G'$ ) n'est pas constant entre les spécimens. Le module de cisaillement des

différents niveaux d'endommagement ne suit pas de relation observable évidente tel que montré dans le Tableau 4.5. Cette variation montre que la charge gravitaire, que supporte un mur, affecte grandement la rigidité latérale de celui-ci. Ce changement de rigidité latérale s'explique avec l'équation 1.8 qui tient compte des dimensions des spécimens ainsi que des charges et déplacements appliqués. Comme la géométrie et les déplacements appliqués sont inchangés pour les spécimens, il ne reste que les charges appliquées qui peuvent avoir un impact sur le module de cisaillement.

#### 4.4.2 Essai de traction diagonale

L'essai de traction diagonale est conçu pour maximiser les contraintes en traction selon l'une des deux diagonales des spécimens. La formule 4.2 calcule la contrainte de traction diagonale selon la norme ASTM E-519 (*ASTM*, 2015).

$$f_{td} = \frac{(\cos 45^\circ)P}{A_n} = \frac{0,707P}{A_n}, A_n = \frac{(w + h)}{2} * t * n \quad (4.2)$$

Les valeurs de résistance à la traction diagonale obtenues expérimentalement sont de  $0,31 \pm 0,09$  MPa avec un CV de 28%. Si on révisé la résistance des murets sous charge cyclique avec l'équation 1.7, on obtient une résistance VR en traction diagonale de 86,2 kN et 108 kN comparativement aux résistances estimées de 124 kN et 169 kN, respectivement pour les deux murets. Comme mentionné précédemment, la résistance à la traction diagonale est à considérer avec jugement, puisque les spécimens étaient endommagés lors des essais. Le CV est élevé ce qui montre bien que les résultats des essais ne sont pas très représentatifs. Les débris dans le centre des spécimens sont placés de manière aléatoire ce qui affecte les effets de blocage sur les lits de mortier et explique également en partie la grande variabilité des résultats. De plus, les spécimens ont rompu avec un glissement au joint plutôt qu'une traction diagonale malgré que l'essai soit fait pour maximiser les efforts de ce type de rupture. On peut alors dire que la résistance obtenue est une borne inférieure pour la résistance à la traction diagonale qui est plus élevée que les résultats obtenus, car la rupture par traction diagonale n'a pas eu lieu.

Le type de rupture typique pour les essais de traction diagonale est une rupture avec une fissure qui suit la diagonale des spécimens avec fissuration des pierres ou une rupture un escalier qui passe par les joints dans la même diagonale. Comme observé plus haut, la rupture des deux spécimens s'est produite le long d'un lit de mortier sur la longueur complète des spécimens et non sur la diagonale. Ce type de rupture s'explique en partie par les grandes dimensions de certaines pierres, par rapport aux dimensions du spécimen, et par la grande rigidité et résistance de la pierre par rapport au mortier. Le fait que les deux parois des murs de maçonnerie traditionnelle en pierre soient imbriquées l'une avec l'autre contribue également à une rupture le long d'un lit de mortier. Comme relevé dans la revue de littérature, chaque lit de pierres est complètement séparé par une couche de mortier, ce qui provoque des plans de faiblesse. Le remplissage central ne positionne pas de pierres dans le plan que forment les lits de mortier. Les pierres sont placées pour faire les deux parois extérieures et le centre est ensuite rempli de débris comme expliqué dans la section 3.1.4. Par contre, une couche de mortier est appliquée sur l'ensemble de l'épaisseur du mur entre chaque deux rangs de pierre successifs et ce joint de mortier est continu sur toute l'épaisseur. Avec tous ces facteurs et les résultats des essais, on remarque que les spécimens ne développent pas de fissuration diagonale en escalier. La double paroi fait en sorte que le chemin d'une éventuelle fissure en escalier passe pratiquement toujours à travers des pierres. Puisque le chemin en escalier d'une face ne correspond pas au chemin en escalier de l'autre face des spécimens. Cette disposition des pierres fait en sorte que le passage en escalier passe par des pierres qui empêchent la fissuration, puisque les pierres sont trop résistantes par rapport aux joints de mortier.

La fissuration diagonale se propage dans un mur de maçonnerie en passant par les endroits où il y a le plus bas ratio de résistance sur la contrainte de tension. Pour optimiser ce ratio et pouvoir déterminer par où passera la fissure diagonale, il faut prendre les endroits avec les plus petites résistances et les plus grandes contraintes de tension. Dans un mur de maçonnerie, les sections les moins résistantes sont les jonctions entre les pierres et le mortier. Ces jonctions ont une résistance qui dépend grandement de la rugosité et du relief des pierres.



Dans le cadre de la présente recherche, les pierres ont un fini qui varie selon la face. Les surfaces qui sont à l'intérieur du mur et verticales sont guillotinées, ce qui donne une bonne rugosité et du relief. Ce type de coupe donne une bonne rugosité et un certain relief. Les surfaces horizontales sont obtenues par coupe à la scie. Ce type de coupe donne moins de rugosité et de relief que la coupe par guillotine. Cette différence de coupe fait en sorte que l'adhérence du mortier est grandement altérée et que les joints verticaux ont une résistance beaucoup plus élevée que les joints horizontaux. De plus, les joints horizontaux forment plusieurs plans continus qui traversent les spécimens en entier. Les joints verticaux forment seulement des sections des spécimens et ne forment pas de plans de faiblesse continus. Ces joints ne traversent pas les spécimens sur l'épaisseur non plus, puisque les deux parois extérieures n'ont pas les joints verticaux aux mêmes endroits. Les joints verticaux sont généralement décalés. Pour ces différentes raisons, les joints horizontaux sont beaucoup moins résistants que les joints verticaux. Comme les contraintes de tension sont réparties de manière symétrique dans les spécimens, les joints verticaux et horizontaux ont les mêmes efforts internes. Dans les essais de traction diagonale, les efforts de tension sont concentrés sur une ligne qui passe par la diagonale des spécimens. Tel qu'observé dans les essais de traction diagonale de la présente recherche, la rupture et la fissuration se sont produites dans le plan horizontal des spécimens. Cette observation démontre bien que les joints horizontaux sont beaucoup moins résistants que les joints verticaux comme expliqué plus tôt et que cette différence de résistance rend la fissuration par traction diagonale très difficile à obtenir.



## CONCLUSION

### **L'objectif de ce mémoire est de :**

- 1) caractériser la géométrie et la composition des murs massifs de maçonnerie non-armée de pierres traditionnelle;
- 2) caractériser la MNA et ses composantes, d'un point de vue mécanique, pour obtenir les propriétés mécaniques nécessaires à l'évaluation de sa résistance latérale des murs de MNA en plan;
- 3) documenter et quantifier la réponse sous chargement cyclique de murets de pierre massifs composés de deux parois avec remplissage de débris et mortier construits de façon traditionnelle;
- 4) documenter et quantifier la réponse de murets de pierre massifs fait de deux parois avec remplissage construits de façon traditionnelle pour des essais de traction diagonale.

Les murs étudiés sont composés de MNA de pierre traditionnelle à murs massifs faits de deux parois séparées par un blocage de pierres et de débris de carrière enrobés de mortier de ciment/chaux.

Pour atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus, un programme expérimental a été mis sur pied et exposé dans les chapitres précédents. Le chapitre 1 a présenté une revue de littérature qui touche : la maçonnerie traditionnelle de pierre, ses composantes, les notions de sismicité, les recherches expérimentales antérieures et l'évaluation des MNA. Les éléments les plus importants, en lien avec notre projet, qui sont ressortis de cette revue sont :

- 1) les comportements et les résistances sous charges latérales de murs en MNA varient grandement en fonction de chaque type de MNA;
- 2) les normes régissant les essais expérimentaux sur la MNA ne sont pas toujours applicables car elles sont en général développées pour la MNA de brique;
- 3) il existe peu de documentation sur les caractéristiques suivantes de la MNA de pierre :
  - résistance à la traction diagonale;
  - rigidité et résistance latérale.

Le chapitre 2 expose le programme expérimental constitué de deux phases. Les essais de chaque phase sont définis et réalisés selon les normes existantes lorsque possible, sinon les montages et procédures d'essais proposés par les normes ou la littérature sont adaptés pour la MNA de pierre. La phase I comprend des essais de caractérisation sur la MNA et ses composantes, soient : des essais de résistance à la compression pour la pierre, le mortier et les assemblages de MNA, ainsi que des essais de résistance d'un joint de mortier au cisaillement. La phase II comprend des essais de caractérisation sur des assemblages de MNA, soient : des essais cycliques en plan quasi-statique et des essais de résistance à la traction diagonale. Les montages de la phase II ont nécessité des conceptions particulières. Le montage pour les essais cycliques quasi-statique ont été conçus en entier puisque ce type de montage n'avait jamais été réalisé à l'ÉTS. Les essais de traction diagonale ont demandé la conception de base de béton époxydique armée pour tester et soutenir les spécimens avant et durant les essais.

Le chapitre 3 porte sur la réalisation des montages expérimentaux et des spécimens pour les besoins de l'étude. Une description des différents montages est faite autant pour les montages décrits dans les normes que les montages adaptés des normes. C'est le cas des montages pour les essais de résistance au cisaillement d'un joint de mortier, des essais cycliques quasi-statique et des essais de résistance à la traction diagonale qui sont adaptés pour tenir compte d'adaptation d'une norme in situ ou des montages plus complexes de norme rarement exécutée. Les différents spécimens sont décrits en termes de dimensions et méthodes de fabrication.

Le chapitre 4 porte sur la présentation, l'analyse et la discussion des résultats expérimentaux obtenus. Les résultats sont tout d'abord exposés dans leur état brut. La première phase évalue la résistance à la compression du mortier, de la pierre et d'assemblage de MNA. Des résistances en compression moyennes de  $5,3 \pm 0,1$  MPa, de  $77,6 \pm 7,7$  MPa et de  $57,7 \pm 6,6$  MPa ont été obtenues respectivement. Cette phase inclut également l'évaluation de la résistance en cisaillement du joint de mortier. Une cohésion initiale moyenne de 0,32 MPa et un coefficient de friction moyen de 0,78 ont été obtenus à cet effet. La deuxième phase

évalue des murets sous charge cyclique et la résistance à la traction diagonale. Les spécimens des essais cycliques, qui ont rompus par balancement, ont donné un module de cisaillement initial de 42,2 MPa et 92,0 MPa et une résistance latérale de 0,029 kN/mm et 0,061 kN/mm respectivement pour des charges de compression équivalente à 0,2 MPa et 0,5 MPa. Les essais de résistance à la traction diagonale ont donné une borne inférieure d'une résistance de  $0,31 \pm 0,09$  MPa. Tous les résultats sont dans les plages de valeurs que l'on peut trouver dans la littérature. L'analyse des deux phases permet de bien caractériser les éléments analysés. Les résultats de la phase I sont conformes aux attentes pour la résistance à la compression du mortier, de la pierre et de la maçonnerie. Par contre, la cohésion de 0,32 MPa obtenue par essais de cisaillement est dans la plage inférieure valeurs de la littérature qui varient entre 0,33 et 0,56 MPa. Le coefficient de friction se situe quant à lui est à l'intérieur de la plage des valeurs de la littérature, soit entre 0,58 et 0,85. Pour ce qui est de la phase II, les spécimens des essais cycliques quasi-statiques ont confirmé les prédictions pour la résistance latérale donnée par les équations de l'ASCE ainsi que le mode de rupture par balancement. Pour les essais de résistance à la traction diagonale, le type de maçonnerie testée est trop résistant en traction diagonale par rapport aux autres modes de rupture pour qu'une fissuration diagonale surviennent de manière pratique. La rupture par traction diagonale est donc pratiquement impossible pour un mur d'un ratio hauteur largeur 1:0,95 sous chargement latéral cyclique.

Pour conclure, cette recherche a fait la caractérisation de la géométrie et des composantes des murs massifs en MNA traditionnelle en pierre, la caractérisation des propriétés mécaniques de la MNA et ses composantes. Une documentation et quantification de la réponse de murets de MNA en pierre à double paroi avec remplissage central sous charge cyclique quasi-statique en plan et de la traction diagonale ont également été réalisées dans le cadre de ce mémoire. Cette recherche peut également être utile pour l'évaluation et le choix de techniques de réhabilitation de murs de MNA de pierre traditionnelle.



## RECOMMANDATIONS

Ce mémoire porte sur la caractérisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie traditionnelle à double paroi en pierre avec remplissage central faits avec de la pierre calcaire de type St-Marc et un mortier de ciment-chaux. L'analyse de la documentation et des résultats expérimentaux obtenus permet de faire les quelques recommandations suivantes :


- 1) une caractérisation plus complète (géométrie, composition et propriétés mécaniques) des maçonneries faites d'autres types de pierre et mortier représentatives des bâtiments de l'Est du Québec permettrait de déterminer la résistance de bâtiments existants et contribuer à une meilleure estimation des dommages en cas de séismes ou une meilleure sélection des techniques de rehaussement sismique;
- 2) le mortier influence grandement la résistance de la MNA et le programme expérimental de ce mémoire pourrait être répété avec des mortiers qui ont une composition différente : Mortier de ciment uniquement avec une moins grande proportion de sable, mortier de chaux uniquement avec des proportions que l'on retrouve dans la littérature et mortier avec ciment et chaux et des proportions moins grandes de sable;
- 3) le fini des pierres qui composent la MNA influence également la résistance de cette dernière et différents finis pourraient être mis à l'essai pour aider à déterminer les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie. Un fini guillotiné sur toute les faces seraient le premier à mettre à l'essai;
- 4) pour les essais cycliques, un mortier plus résistant avec une meilleure adhérence permettrait d'avoir d'autres modes de rupture. Les conditions pourraient être vérifiées par les équations de l'ASCE afin de s'assurer du mode de rupture souhaité;
- 5) utiliser des spécimens avec un ratio H/L plus grand, pour les essais cycliques, permettrait également d'obtenir d'autres modes de rupture dont une rupture par traction diagonale;
- 6) une étude sur le vieillissement du mortier avec une plage de résistance plus large serait très utile pour avec un mortier plus représentatif pour les études futures.





## ANNEXE I

### FICHES TECHNIQUES DES MATÉRIAUX DE BASE



**Fiche technique**  
#20.02, Sable sec, 0615, page #1

## Sable sec

#### 1-Description du produit

Le sable sec est un sable naturel commun, séché et tamisé. Il est idéal en sous-couche pour patios, trottoirs ou dans les plates-bandes. Puisqu'il est séché, il ne gèle pas en hiver et peut donc être utilisé comme anti-dérapant ou comme poids dans la voiture.

#### 2-Spécifications techniques

Couleur: Brun

Densité: 1600 -1650 kg/m<sup>3</sup> (100 - 103 lb/pi<sup>3</sup>)

Rendement: Un sac de 30 kg (66 lb) a un rendement d'environ 0,018 m<sup>2</sup> (0,65 pi<sup>2</sup>).

**Analyse granulométrique**

Tamis (mm)	% passant
2,5	100
1,25	85 - 95
0,630	70 - 86
0,315	50 - 65
0,160	15 - 25
0,080	0 - 3

#### 3. Emballage

Ce produit est disponible en sac de 20 et 30 kg (44 et 66 lb)

#### 4. Premiers soins


En cas d'éclaboussure dans les yeux, rincer à grande eau pendant un minimum de 15 minutes.

#### 5. Services techniques

Contacter Daubois pour de plus amples informations sur les méthodes ou conditions d'application ainsi que pour obtenir la plus récente version des documents techniques.

Tél: 1-800-561-2664, (514) 328-1253  
Fax: (514) 328-7694

Daubois inc  
6155, boul. des Grandes Prairies  
Saint-Léonard, Qc H1P 1A5  
Canada  
<http://www.daubois.com>



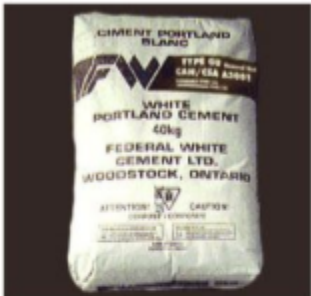
bomix® est une marque de commerce

1

Figure-A I-1 Fiche technique du sable sec de Bomix  
Tirée de Bomix (2018)

### Technical Data Sheet

CAN/CSA-A3001 | TYPE GU



**PRODUCT NAME:**  
White Portland Cement:  
Federal White Type GU  
(Formerly Type 10)  
CSA Designation A3001

SOS

**MANUFACTURER:**  
Federal White Cement  
P.O. Box 1609  
Woodstock, Ontario  
Canada  
N4S 0A8

Phone: 800-265-1806  
Phone: 519-485-5410  
Fax: 519-485-5892

**BASIC USE:**  
Federal White Cement can be used for all types of architectural or structural concrete construction where a whiter or brighter color may be needed for aesthetic or safety reasons. Such application as pre-cast panels and systems, cast-in-place, masonry units, tilt-up panel systems, roofing tiles, terrazzo floors, highway median barriers, tile grout, swimming pools, stucco, colored masonry products, cement paints and coatings and ornamental precast concrete items lend themselves to using Federal White Cement. Federal White Cement may also be used to satisfy low alkali requirements.

**TECHNICAL DATA:**  
Federal White Portland Cement is manufactured to conform to all current requirements of CSA Designation CAN/CSA - A3001.

See table for physical properties.

**DESCRIPTION:**  
Federal White Type I Cement is a true portland cement manufactured with selected raw materials to insure negligible amounts of iron and manganese oxides so as not to produce the gray color of normal portland cement.

**INSTALLATION:**  
Architect should approve the color and surface texture of samples submitted by the contractor or pre-caster.

Contact Federal White Cement for further information or assistance.

**MAINTENANCE:**  
Concrete and other products manufactured with Federal White Cement should require no additional maintenance if designed and constructed following proper and accepted procedures.

**WARRANTY:**  
Federal White Type I Portland Cement complies with the current CAN/CSA-A3001. Federal White Cement makes no guarantee or warranty, expressed or implied, including, without limitation, warranties of fitness or merchantability with respect to this product.

**AVAILABILITY AND COST:**  
Federal White Cement can be shipped to most destinations in the United States and Canada from our manufacturing plant or terminal. Cement shipments can be made by rail or truck in bags or in bulk, by tonne.

The price, F.O.B. destination, of Federal White Cement will be furnished by the manufacturer upon request.

**TECHNICAL SERVICES:**  
Technical service, consultation, and additional product information are available by contacting Federal White Cement.

PHYSICAL PROPERTY	FEDERAL WHITE Typical Type GU	CAN/CSA-A3001 Specification Type GU
Fineness:		
Specific Surface (sq. m / kg)	400	--
Minimum Passing 45µ sieve	92	72
Setting Time – Vicat		
Minutes	120	
Minimum		45
Maximum		360
Air Content %	8	--
Compressive Strength, MPa		
1 day	13.8	--
3 day	26.9	12.5 minimum
7 day	33.1	18.0 minimum
28 day	44.8	26.5 minimum

Figure-A I-2 Fiche technique du ciment Portland blanc de Federal White Cement  
Tirée de Federal White Cement (2018)

## Air-Entraining **BONDCRETE®** Mason's Lime

### Description

Air-entraining BONDCRETE® Mason's Lime is a finely ground, white, high-purity dolomitic lime, pressure hydrated for immediate use. When properly combined with portland cement and sand, it creates a lime mortar having superior performance and ageless durability.

BONDCRETE® Mason's Lime is specially formulated to develop high plasticity and excellent water retention. The formulation permits a controlled volume of minute air bubbles to mix with the mortar. This entrained air goes completely through the mix and takes the water with it. The result is a deeply penetrating mortar that handles easily and contributes to better masonry construction at lower cost. Air-entraining BONDCRETE® Lime complies with ASTM C207, Type SA. Available in durable 3-ply, weather-resistant 50-lb. bags.

### Uses

Recommended for all Type M, S, N and O cement-lime mortar (ASTM C270) applications in interior and exterior masonry walls.

### Advantages

#### High Plasticity

Provides a highly workable mortar with excellent spread under light trowel pressure and uniform adherence to masonry units. Carries more sand than most masonry cements or mortar cements for better yield without sacrificing workability.

#### Excellent Water Retentivity

Increases workability and bonding characteristics, reduces segregation of materials, requires less retempering of mortar during use. BONDCRETE® Mason's Lime mortar resists suction, even from dry masonry, leaves ample time to strike joints. Makes a mortar particularly suited for hot-weather construction.

#### Balanced Strength

Permits optimum balance between workability and bond strength; provides adequate compressive and tensile strength to accommodate structural movement, plus elasticity to absorb normal stresses from winds and vibration.

#### Weather Resistance

Offers tight, uniform bond to resist water penetration, helps prevent efflorescence, leaky walls and frost damage. Self-healing properties of BONDCRETE® Mason's Lime repair fine cracks for many years after construction.

## GRAYMONT DOLIME (OH) INC. Building Lime Products

### Lower Costs

Costs less per mix than most masonry cements or mortar cements, saves up to 30% in cementitious material cost per cu. yd. mortar. Easily mixed, makes a richer mortar that carries more sand, works easier. Masonry units lay up faster with less waste and "shake-up" time for greater on-site production.

### Technical Data

#### ASTM C270 Specifications

Mortar Type	Physical Properties		Proportions by Volume		
	Min. Air Content, %	Water Consistency, 28 Days, 16 Min.	Cement (1)	Lime (2)	Sand (3)
M	2500	75	1	1/4	2.8 to 3.3/4
S	1800	75	1	1/4 to 1/2	3.4 to 4 1/2
N	750	75	1	1/2 to 1 1/4	3.4 to 6 3/4
O	350	75	1	1 1/4 to 2 1/2	5.1 to 10 1/2

NOTES: (1) Portland Cement - To comply with ASTM C150, Type I or II.  
(2) Blended Hydraulic Cements - To comply with ASTM C595, Types IS, IP or IPR.  
(3) Lime - To comply with ASTM C207, hydrated Type SA.  
(4) Sand Aggregate - To comply with ASTM C144.

#### Average Test Results

Mortar Type	Mortar Properties		Air-Entraining BONDCRETE® Mason's Lime	
	Volume Proportions (1)	Comp. Strength (2)	Water Retention (3)	
S <sup>(1)</sup>	1: 1/2: 4 1/2	4267	4973	87
N	1: 1: 6	2067	2550	89
O	1: 2: 9	555	774	90

NOTES: (1) Cement: Mason's Lime: sand.  
(2) Based on materials having an initial flow of 110± 5%.  
(3) Test results exceed requirements for Type M mortar.

Letters of certification of compliance of BONDCRETE® to ASTM C207 specifications are available.



GRAYMONT DOLIME (OH) INC.  
P.O. Box 158  
Genoa, OH, USA 43430  
1.800.537.4489  
www.graymont-oh.com

Figure-A I-3 Fiche technique de la chaux de Graymont Dolime (OH) (p.1 de 2)  
Tirée de Graymont (2018)

## Air-Entraining **BONDCRETE®** Mason's Lime

**Good Design Practices**

- Specifications below are offered as desirable inclusions in any masonry work, but are not intended to be complete.
- Generally, masons consider a 94-lb. bag of Portland Cement and a 50-lb. bag of hydrated lime to each equal one cu. ft. and would add 6 cu. ft. sand to make a 1: 1: 6 mix. Actually, a bag of hydrated lime equals about 1 1/4 cu. ft.
- Environmental Conditions -- Refer to the Masonry Industry Council Publication "Hot & Cold Weather Masonry Construction" (1999).

**Architectural Specification**

**Part 1: General**

**1.1 Scope**  
Specify to meet project requirements.

**1.2 Delivery and Storage of Materials**  
All materials shall be delivered in their original unopened packages, containers or bundles, and stored in a place providing protection from damage, deterioration and contamination. Damaged, deteriorated or contaminated materials shall be removed from the premises.

**1.3 Environmental Conditions**  
In cold weather, temperature of masonry materials shall be above freezing when placed. Masonry shall be protected from freezing for 48 hrs. after placing. Unless precautions against freezing are taken, masonry shall not be erected when temperature is below 32° F on a rising temperature, or below 40° F on a falling temperature. Masonry shall not be laid on walls or footings that are frozen or contain frost. (See Good Design Practices Note 3 above).

**Part 2: Products**

**2.1 Materials**

- Portland Cement—Conforming to ASTM C150, Type I.
- Hydrated Lime— Air-Entraining BONDCRETE® Mason's Lime, conforming to ASTM C207, Type SA.
- Aggregate—Sand conforming to ASTM C144.
- Water-Clean and free of deleterious amounts of acids, alkalis and organic materials.

**2.2 Mixes**

- Type M Mortar, shall be mixed in proportion of one bag Portland Cement, one-quarter bag BONDCRETE® Mason's Lime, to not more than 3 3/4 cu. ft. sand (1: 1/4 : 3 3/4).
- Type S Mortar shall be mixed in proportion of one bag Portland Cement, one-half bag BONDCRETE® Mason's Lime, to not more than 4 1/2 cu. ft. sand (1: 1/2 : 4 1/2).
- Type N Mortar shall be mixed in proportion of one bag Portland Cement, one bag BONDCRETE® Mason's Lime, to not more than 6 cu. ft. sand (1: 1 : 6).
- Type O Mortar shall be mixed in proportion of one bag Portland Cement, 2 bags BONDCRETE® Mason's Lime, to not more than 9 cu. ft. sand (1: 2 : 9). Limited exterior use.

**Part 3: Execution**

**3.1 Unit Masonry Preparation**  
Highly absorbent masonry units shall be wetted (not soaked) before laying.

**3.2 Mixing Mortar**  
Proportion ingredients accurately and mix for at least 5 minutes in mechanical batch mixer with enough water to produce a workable consistency.


**3.3 Mortar Application**  
Lay mortar in a uniform bed and completely fill joints between masonry units.

**WARNING:**  
**MAY CAUSE EYE OR SKIN BURNS. HARMFUL IF SWALLOWED.**  
CONTAINS: Hydrated Lime (calcium magnesium hydroxide)  
Avoid contact with eyes or skin.  
Do not take internally.  
Avoid breathing lime dust.  
  
Always wear NIOSH approved eye goggles when handling lime. In case of eye contact flush eyes thoroughly, including under eyelids, with water for 15 minutes. CALL PHYSICIAN IMMEDIATELY.  
  
Wear protective clothing to prevent skin contact. If skin contact occurs, wash with water. Should skin irritation continue, SEE PHYSICIAN.  
  
If swallowed CALL PHYSICIAN IMMEDIATELY.  
  
Ventilate or use dust collector to prevent airborne lime dust. If there is airborne lime dust use a NIOSH approved dust respirator.  
  
Do not use this material on playing fields or children's play areas.

**KEEP OUT OF REACH OF CHILDREN.**  
  
Hazardous ingredient info - (419) 855-8386

**NOTICE:** There are no warranties which extend beyond the description contained herein. We shall not be liable for incidental and consequential damages, directly or indirectly sustained, nor for any loss caused by application of these goods not in accordance with current printed instructions or for other than the intended use. Our liability is expressly limited to replacement of defective goods. Any claim shall be deemed waived unless made in writing to us within 30 days from the earlier of the date it was or reasonably should have been discovered.

Figure-A I-4 Fiche technique de la chaux de Graymont Dolime (OH) (p.2 de 2)  
Tirée de Graymont (2018)



**BUILDING TRUST**  
**CONSTRUIRE LA CONFIANCE**

**FICHE TECHNIQUE DU PRODUIT**  
Édition 04.2018/v1  
DCC Master Format™ 03 62 13  
COULIS SANS RETRAIT NON MÉTALLIQUE

## SikaGrout®-212

COULIS CIMENTAIRE DE HAUTE QUALITÉ, À USAGE POLYVALENT ET SANS RETRAIT

<b>Description</b>	SikaGrout®-212 est un coulis à base de ciment de haute qualité, sans retrait ayant fait ses preuves depuis de nombreuses années. Il possède une formulation unique à deux étapes de retrait compensé, compensant pour le retrait à l'état plastique et durci. Non-métallique, il ne contient aucun chlorure et peut être mis en place à l'état ferme ou fluide en ajustant simplement la quantité d'eau à mélanger. Une version résistante aux sulfates (SikaGrout®-212 SR) est également disponible ainsi qu'une version modifiée à la fumée de silice (SikaGrout®-212 HP). Consulter les fiches techniques individuelles de chaque produit.		
<b>Domaines d'application</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Applications en dessous, au-dessus ou au niveau du sol, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur.</li> <li>▪ Coulis structural pour socles de colonnes, socles pour machinerie, boulons d'ancrage, plaques d'appui, appuis de ponts, panneaux muraux préfabriqués.</li> <li>▪ Sur les projets où l'on doit pouvoir ajuster la consistance du coulis et accélérer le développement de la résistance.</li> </ul>		
<b>Avantages</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Prémélangé pour une application facile et un maximum de contrôle sur le chantier. Il suffit de rajouter l'eau, mélanger et placer.</li> <li>▪ Matériau polyvalent pouvant être produit à des consistances variables, allant de l'état ferme à celui de fluide, en ajustant la teneur en eau.</li> <li>▪ La réduction de la teneur en eau va permettre l'accélération du développement de la résistance et de la résistance ultime en compression.</li> <li>▪ Non-corrosif, ne contient aucun chlorure.</li> <li>▪ Formulé à partir de granulats inertes et non-réactifs pour éliminer toute possibilité d'une Réaction alcali-granulat (RAG).</li> <li>▪ Facile à pomper - pas de ségrégation même à l'état fluide ; aucune accumulation dans les trémies d'alimentation.</li> <li>▪ Faible chaleur d'hydratation.</li> <li>▪ Résistance supérieure au gel/dégel.</li> <li>▪ Homologué par le Ministère des Transports de l'Ontario pour coulis de scellement pour les appuis de ponts et les barres d'ancrage. (Rapports MI-110, MI-120 respectivement).</li> <li>▪ Produit qualifié par The Road Authority (TRA).</li> <li>▪ Conforme aux spécifications d'Hydro Ontario, M-690-87 pour pompe à injection et boyaux couvrant des distances allant jusqu'à 60 m (196 pi) .</li> <li>▪ Homologué par le Ministère des Transports du Québec comme coulis de scellement pour les boulons d'ancrage et barres de renforcement dans le béton.</li> <li>▪ Homologué par le Ministère des transports de l'Alberta.</li> <li>▪ Produit reconnu par le Ministère des transport de la Colombie-Britannique</li> <li>▪ Conforme aux spécifications pour coulis de H. A. Simons, 15-05.01 pour coulis de types 1, 2a, 2b, 2c, 3 et 4.</li> <li>▪ Conforme à la norme ASTM C1107 pour les coulis de type C.</li> </ul>		
<p><b>Données techniques</b></p> <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> <b>Conditionnement</b> Sac de 25 kg (55 lb) <b>Couleur</b> Gris béton <b>Consommation</b> Environ 13 L (0,46 pi³) par sac de coulis fluide <b>Conservation</b> 12 mois dans son sac d'origine, non-ouvert. Entreposer au sec en s'assurant que le produit ne soit pas exposé à la pluie, à la condensation ou à une forte humidité. Pour des résultats optimaux, conditionner le produit entre 15 et 29 °C (55 et 84 °F) avant de l'utiliser. 4,6 L (1,21 gal US) d'eau/sac max.   <b>Rapport de mélange</b>  <b>Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R.</b>            SikaGrout®-212 (essai fait avec un rapport eau/solide de 0,18 par poids)            Classification de l'agrégat ASTM C136 100 % passant 2,5 mm (3/32 po)            Cône d'écoulement CAN/CSA A23.2-1B 23 - 35 sec            Temps de mise en place 1 heure max.            Temps de prise ASTM C403 Initiale 4 à 5 h 30 min Finale 5 à 7 h            Variation de volume C1090 (28 jours) &gt; 0 - ≤ + 0,3 %         </td><td style="width: 50%; vertical-align: top;"></td></tr> </table>		<b>Conditionnement</b> Sac de 25 kg (55 lb) <b>Couleur</b> Gris béton <b>Consommation</b> Environ 13 L (0,46 pi³) par sac de coulis fluide <b>Conservation</b> 12 mois dans son sac d'origine, non-ouvert. Entreposer au sec en s'assurant que le produit ne soit pas exposé à la pluie, à la condensation ou à une forte humidité. Pour des résultats optimaux, conditionner le produit entre 15 et 29 °C (55 et 84 °F) avant de l'utiliser. 4,6 L (1,21 gal US) d'eau/sac max.  <b>Rapport de mélange</b> <b>Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R.</b> SikaGrout®-212 (essai fait avec un rapport eau/solide de 0,18 par poids) Classification de l'agrégat ASTM C136 100 % passant 2,5 mm (3/32 po) Cône d'écoulement CAN/CSA A23.2-1B 23 - 35 sec Temps de mise en place 1 heure max. Temps de prise ASTM C403 Initiale 4 à 5 h 30 min Finale 5 à 7 h Variation de volume C1090 (28 jours) > 0 - ≤ + 0,3 %	
<b>Conditionnement</b> Sac de 25 kg (55 lb) <b>Couleur</b> Gris béton <b>Consommation</b> Environ 13 L (0,46 pi³) par sac de coulis fluide <b>Conservation</b> 12 mois dans son sac d'origine, non-ouvert. Entreposer au sec en s'assurant que le produit ne soit pas exposé à la pluie, à la condensation ou à une forte humidité. Pour des résultats optimaux, conditionner le produit entre 15 et 29 °C (55 et 84 °F) avant de l'utiliser. 4,6 L (1,21 gal US) d'eau/sac max.  <b>Rapport de mélange</b> <b>Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R.</b> SikaGrout®-212 (essai fait avec un rapport eau/solide de 0,18 par poids) Classification de l'agrégat ASTM C136 100 % passant 2,5 mm (3/32 po) Cône d'écoulement CAN/CSA A23.2-1B 23 - 35 sec Temps de mise en place 1 heure max. Temps de prise ASTM C403 Initiale 4 à 5 h 30 min Finale 5 à 7 h Variation de volume C1090 (28 jours) > 0 - ≤ + 0,3 %			

1/3
3-440

Figure-A I-5 Fiche technique du SikaGrout-212 (p.1 de 3)  
Tirée de SIKa (2018)



<b>Résistance en compression,</b> MPa (lb/po <sup>2</sup> ) CAN/CSA A23.2-18*		E-1 = 0,18 [4,6 L (1,21 gal US)/sac]			
1 jour		26 (3770)			
3 jours		42 (6095)			
7 jours		48 (6965)			
28 jours		56 (8125)			
<b>Résistance à la compression ASTM C109, MPa (lb/po<sup>2</sup>)*</b> (SikaGrout®-212 essais avec Sikacem® Accelerator)					
<b>Température</b>	<b>Dosage</b>	<b>24 heures</b>	<b>2 jours</b>	<b>3 jours</b>	<b>28 jours</b>
0 °C (32 °F)	1 bouteille (150 mL)	2 (290)	13 (1932)	24 (3550)	41 (5946)
10 °C (50 °F)	1 bouteille (150 mL)	18 (2624)	33 (4855)	40 (5796)	48 (6960)
23 °C (73 °F)	1 bouteille (150 mL)	37 (5366)	42 (6070)	45 (6461)	56 (8125)
* Les résistances en compression de la consistance fluide sont données comme guide minimal. Les consistances du produit plastique et sec dépasseront facilement ces données. Tous les moules, les outils de malaxage et les composants en poudre ont été conditionnés au préalable d'après les températures d'essai. Les échantillons d'essai ont été préparés, coulés et mûris en respectant les températures indiquées lors des évaluations de résistance à la compression. Le couvreur doit être fixé sur le moule en tout temps sur le moule. Le rapport entre le liquide et les solides est de 0,18 (eau + Sikacem® Accelerator/SikaGrout®-212); [4,6 L (1,21 gal US) de liquide pour chaque sac de 28 kg (62 lb) de SikaGrout®-212].					
<b>SikaGrout®-212</b>					
Durabilité au gel/dégel ASTM C666, Procédure A					
Module dynamique					
Facteur de durabilité					
101,9 %					
Aucun changement notable					
Coulis pour boulons d'ancrage					
Rapport eau/solides					
0,166					
Eau					
4,13 L (1,1 gal US)					
<b>Résultats d'arrachement [trou 38 mm (1,5 po) diamètre]</b>					
Profondeur du trou, mm (po)					
Charge de rupture, kN (lbf)					
Commentaires					
123 (3)		78,6 (17 670)			Bloc de béton fendu
190 (7,3)		106,2 (24 324)			Bloc de béton fendu
250 (10)		126,4 (28 416)			Bloc de béton fendu
Données basées sur les résultats obtenus des essais d'arrachement sur des barres de 13 M recouvertes d'épau et posées dans un bloc de béton de résistance 50 MPa (4350 lb/po <sup>2</sup> ), affaiblissement 80 ± 10 mm, à air entraîné 6 ± 1 %.					
Les propriétés des produits reflètent généralement des moyennes obtenues en laboratoire. Certaines variations peuvent se produire au chantier sous l'influence de conditions environnementales locales et de l'astuce lors que la préparation, l'application, le mûrissement et les méthodes de tests des produits.					

**MODE D'EMPLOI****Préparation  
de la surface**

On devra enlever toute trace de graisse, huile, laitance, glace ou neige et tout dépôt de matière étrangère des surfaces avec lesquelles le coulis entrera en contact. Les fondations en béton devront être rugueuses pour ne pas présenter une surface lisse qui empêcherait le liaisonnement du coulis à la fondation. On dépoussiérera et enlèvera toutes les particules libres avec un jet d'eau à haute pression ou tout autre moyen approprié.

Les fondations en béton âgées de moins de 28 jours devront être gardées humides pour au moins 12 heures et les fondations plus âgées, pour un minimum de 24 heures, avant de placer le coulis. Les surfaces de béton devront être exemptes de toute eau stagnante avant la mise en place du coulis (condition sss).

Tous les éléments à fixer devront être positionnés et ancrés au préalable avant l'injection du coulis, à l'exception des boulons d'ancrage et des goujons qui peuvent être placés dans le coulis frais injecté, si les conditions du chantier le permettent ; le tout sera laissé à la discrétion des ingénieurs de chantier. Le coffrage utilisé pour contenir le coulis des plaques d'appui devra être réalisé dans les règles de l'art et étanchéifié adéquatement pour empêcher toute fuite de coulis. On devra également prévoir des sorties d'air pour permettre l'évacuation de l'air déplacé par le coulis en mouvement.

**Malaxage**

Mélanger à basse vitesse (300 - 450 tr/min) à l'aide d'une perceuse de forte puissance pourvue d'une pale de malaxage ou dans un malaxeur à coulis. La taille du malaxeur devra être appropriée au volume de coulis requis. Utiliser une quantité minimale d'eau conformément aux exigences de la mise en place. Lorsque tous les produits secs ont été ajoutés à l'eau, continuer de malaxer pendant trois (3) minutes. En revanche, pour les applications dont l'épaisseur dépasse 150 mm (6 po), ajouter 12 kg (26,5 lb) de granulats grossiers de 10 mm (3/8 po). Les granulats doivent être non-réactifs (consulter les normes ASTM C1260, C227 et C289), propres, bien calibrés, saturé d'eau, mais superficiellement sec (SSS), de faible absorption, de haute densité et satisfaire les exigences de la norme ASTM C33, calibre 8 selon la table 2.

**Application**

Le coulis préparé peut être pompé ou transporté aux coffrages dans des seaux ou des brouettes et déposé sans délai. La vibration externe et l'agitation du coulis dans le coffrage sont permis. Le coulis préparé mais qui n'aura pas été mis en place dans l'espace d'une heure après son malaxage devra être jeté. Le coulis préparé devrait être remué jusqu'à sa mise en place. Le décoffrage peut s'effectuer plusieurs heures après la mise en place du coulis (dépendant des températures ambiantes) et le coulis exposé peut être taillé ou façonné au fini désiré.

**Application par compactage :** Se référer au Guide d'utilisation Sika pour les coulis cimentaires.

**Mûrissement**

Pour obtenir une performance conforme aux données technique, la cure est requise et devra être faite selon les recommandations de l'ACI 308 pour les bétons de ciment. Exécuter le mûrissement selon une méthode reconnue, comme pulvérisation d'eau, toile de jute humide, pellicule de polyéthylène blanc ou agent de mûrissement à base d'eau approuvé, comme le Sika® Florseal WB-18 & 25. L'utilisation de couvertures de mûrissement humide Sika® Ultracure DOT™ ou NCF™ est aussi fortement recommandée. Le mûrissement doit commencer immédiatement après la mise en place et la finition et le produit ne devra pas être exposé aux rayons solaires et aux vents puissants durant cette période.

**Nettoyage**

Nettoyer les outils et l'équipement immédiatement avec de l'eau. Le produit durci ne peut être enlevé que manuellement ou mécaniquement. Se nettoyer les mains et la peau souillées avec de l'eau chaude savonneuse ou utiliser les serviettes Sika® Hand Cleaner.


Figure-A I-6 Fiche technique du SikaGrout-212 (p.2 de 3)  
Tirée de SIKA (2018)

<b>Restrictions</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ L'entreposage du produit est particulièrement important. Il est essentiel de le protéger de la pluie, de la condensation ou d'une forte humidité ; à défaut, la pénétration de l'humidité à travers le sac engendrerait la formation de mottes de matériau.</li><li>▪ Pour de meilleurs résultats, la température du produit au moment du malaxage et de l'application devrait se situer entre 18 et 29 °C (65 et 84 °F). Des températures plus basses peuvent conduire à des développements de résistance plus lents.</li><li>▪ Garder le coulis humide, la température ambiante et la température du substrat entre 5 et 32 °C (41 et 89 °F) pour une période de 72 heures après la mise en place, à moins d'ajouter le Sikacem® Accelerator au mélange (Consulter la section Données Techniques).</li><li>▪ Protéger le SikaGrout®-212 fraîchement appliqué du gel durant la prise.</li><li>▪ Épaisseur minimale d'application (sans addition de granulats) : 25 mm (1 po).</li><li>▪ Épaisseur maximale d'application (sans addition de granulats) : 150 mm (6 po). Les applications plus épaisses sont possibles avec l'ajout d'un granulats convenable. Communiquer avec Sika Canada.</li><li>▪ Pour le scellement de boulons d'ancrage/goujons par injection de coulis, le diamètre du trou devrait être 25 mm (1 po) plus grand que le diamètre de la barre.</li><li>▪ Les trous de boulons d'ancrage/barre devraient être préhumidifiés 1 heure avant l'injection du coulis. La surface des trous doit être saturée superficiellement sèche (SSS) au moment de l'injection du coulis.</li><li>▪ Ne pas utiliser comme mortier de réparation ou de ragréage ou dans les endroits non-confinés.</li><li>▪ N'utiliser que de l'eau potable.</li><li>▪ L'ajout d'agregats réduira les résistances à la compression et à la flexion. La granulométrie et le type d'agregat auront un impact sur les propriétés physiques. Des tests préalables sont recommandés.</li></ul>				
<b>Santé et sécurité</b>	<p>Pour plus de renseignements et conseils relatifs à la manipulation, l'entreposage et l'élimination des produits chimiques, les utilisateurs doivent consulter la FICHE DE DONNÉES DE SÉCURITÉ la plus récente du produit contenant les données physiques, écologiques, toxicologiques et autres données portant sur la sécurité.</p> <p><b>GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS</b> <b>POUR USAGE INDUSTRIEL SEULEMENT</b></p> <p><small>Les renseignements et, notamment, les recommandations touchant l'application et l'utilisation ultime des produits Sika sont communiqués de bonne foi, sur la base des connaissances et de l'expérience actuelles de Sika, et concernent les produits entreposés, manipulés et appliqués dans des conditions normales, dans le délai d'utilisation prescrit. Dans le pratique, les matériaux, les substrats et les conditions réelles du site peuvent varier de manière substantielle. Par conséquent, Sika n'offre aucune garantie quant à la qualité marchande ou à la convenance à un usage particulier et décline toute responsabilité relativement aux renseignements, aux recommandations et aux conseils fournis. Les droits exclusifs des tiers doivent être respectés. Sika accepte toutes les commandes sous réserve de ses modalités de paiement et de livraison courantes. Les utilisateurs doivent toujours consulter la plus récente version de la Fiche technique du produit qu'ils peuvent obtenir sur demande ou en consultant notre site internet à <a href="http://www.sika.ca">www.sika.ca</a>.</small></p> <table><tr><td><b>SIKA CANADA INC.</b> Siège social 601, avenue Delmar Pointe-Claire, Québec H9R 4A9</td><td><b>Autres sites</b> Toronto Edmonton Vancouver</td><td><b>1-800-933-SIKA</b> <a href="http://www.sika.ca">www.sika.ca</a></td><td>Certifié ISO 9001 (CMT-0002780) Certifié ISO 14001 (CMT-0002780)</td></tr></table>	<b>SIKA CANADA INC.</b> Siège social 601, avenue Delmar Pointe-Claire, Québec H9R 4A9	<b>Autres sites</b> Toronto Edmonton Vancouver	<b>1-800-933-SIKA</b> <a href="http://www.sika.ca">www.sika.ca</a>	Certifié ISO 9001 (CMT-0002780) Certifié ISO 14001 (CMT-0002780)
<b>SIKA CANADA INC.</b> Siège social 601, avenue Delmar Pointe-Claire, Québec H9R 4A9	<b>Autres sites</b> Toronto Edmonton Vancouver	<b>1-800-933-SIKA</b> <a href="http://www.sika.ca">www.sika.ca</a>	Certifié ISO 9001 (CMT-0002780) Certifié ISO 14001 (CMT-0002780)		

SikaGrout®-212  
DCC Master Format™ 03 62 13  
COULIS SANS RETRAIT NON MÉTALLIQUE

3/3

BUILDING TRUST  
CONSTRUIRE LA CONFIANCE



3-440

Figure-A I-7 Fiche technique du SikaGrout-212 (p.3 de 3)  
Tirée de SIKA (2018)





## ANNEXE II

### CALCUL DES BASES EN ÉPOXY POUR SPÉCIMEN DU MONTAGE C

Les bases en époxy ont pour objectif de transmettre les charges de la presse au spécimen et du spécimen au sol (dalle structurale du laboratoire dans notre cas). Une analyse de la répartition des charges dans la base est nécessaire afin bien faire le dimensionnement. Les efforts de compression sont repris par l'époxy et celles en tension sont reprises pour des barres d'armatures 10m.

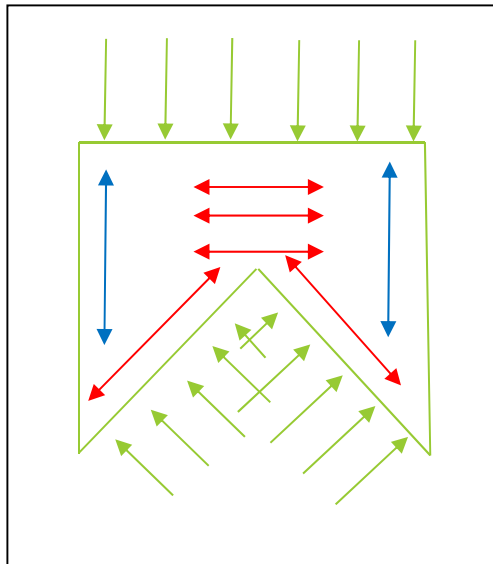


Figure-A II-1 Répartitions schématique des charges dans la base d'époxy

La Figure-A II-1 montre les charges appliquées et efforts internes. Les flèches vertes sont les charges appliquées sur la bases d'époxy. Les flèches rouges sont les efforts de tension dans la bases (repris par les barres d'armatures). Les flèches bleues sont des efforts dans la bielle de compression.

Pour déterminer la résistance que l'époxy doit avoir et la quantité d'armature requise, il faut connaître les charges externes qui seront appliquées. Ces charges sont calculées avec les résistances attendues aux essais de résistance à la traction diagonale.

$$\begin{aligned}
 P_{td} &= F'_{td} * A_{diagonale} \\
 P_{td} &= 0.534 \text{ MPa} * \sqrt{((625\text{mm})^2 + (625\text{mm})^2)} * 270\text{mm} \\
 P_{td} &= 127\,438 \text{ N} = 127 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Comme les spécimens ont une résistance estimée de 127 kN, les bases doivent résister à au moins deux fois cette charge afin d'être sûr qu'elles ne fissurent pas durant les essais. Les bases ont une surface de 300mm par 300mm en contact avec la presse.

$$\begin{aligned}
 R_{\text{époxy}} &= P * A_n * \text{Facteur de sécurité} \\
 R_{\text{époxy}} &= 127\text{kN} / (300\text{mm} * 300\text{mm}) * 2 \\
 R_{\text{époxy}} &= 0,002\,822 \text{ GPa} = 2,82 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Les calculs ci-dessus montre que l'époxy doit avoir une résistance minimale de 2,82 MPa et l'époxy utilisé pour les essais de résistance à la traction diagonale est de 80 MPa, ce qui est bien assez résistant. Les efforts de tension sont repris par des barres d'armatures.

$$\begin{aligned}
 R_{\text{armature}} &= P * A_n * \text{Facteur de sécurité} \\
 R_{\text{armature}} &= 127\text{kN} / (8 \text{ barres} * 100\text{mm}^2) * 2 \\
 R_{\text{armature}} &= 0,318 \text{ GPa} = 318 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Les calculs ci-dessus montre que l'armature doit avoir un minimum de huit barres 10m pour être assez résistance afin d'être utilisé pour les essais de résistance à la traction diagonale. L'acier armature utilisée dans les bases à une résistance de 400 MPa.

Suite aux essais de résistance à la traction diagonale, les bases ne présentent aucun dommage, ce qui montre qu'elles sont assez résistantes dans le cadre des essais du programme expérimental de la présente recherche.

## BIBLIOGRAPHIE

- . (2011). ASTM, Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings. ASTM International.
- . (2016). ASTM, Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms, ASTM International.
- Antunez, G. (2014). *Vulnérabilité sismique hors-plan des murs de maçonnerie en pierre non armée* (École de technologie supérieure). Repéré à [http://espace.etsmtl.ca/1314/1/ANTUNEZ\\_Guillaume.pdf](http://espace.etsmtl.ca/1314/1/ANTUNEZ_Guillaume.pdf)
- Anzani, A., Binda, L., & Fontana, A. (2003). Mechanical behaviour of multiple-leaf stone masonry: experimental research. Dans *Proceedings of the 10th international conference and exhibition structural faults and repair* (pp. 1-10).
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Washington D.C.: American Society of Civil Engineers.
- ASTM. (2014). Standard Specification for Mortar for Unit Masonry ASTM International.
- ASTM. (2015). Standard Specification for Limestone Dimension Stone ASTM International.
- ASTM. (2016a). Standard Test Methods for In Situ Measurement of Masonry Mortar Joint Shear Strength Index. ASTM International.
- ASTM. (2016b). Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens), ASTM International.
- ASTM. (2017). Standard Test Method for Compressive Strength of Dimension Stone.
- Beall, C. (2004). *Masonry design and detailing : for architects and contractors* (5th ed. éd.). New York: McGraw-Hill.
- Binda, L., Fontana, A., & Mirabella, G. (1994). Mechanical behavior and stress distribution in multiple-leaf stone walls. *Proceedings of 10th international brick/block/masonry conference* (pp. 1-9).
- .  
Bruneau, M. (1994). State-of-the-Art Report on Seismic Performance of Unreinforced Masonry Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 120(1), 230-251. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:1(230)

- CEN. (2005). *Eurocode 6: Design of Masonry Structures—Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- CNRC. (2017). CNRC. Repéré
- CNRS. (2015). Code National de Recherche du Canada.
- CSA. (2014). *A179 - mortier et coulis pour maçonnerie en éléments*.
- ElGawady, M. A., Lestuzzi, P. and Bdoux, M. (2007). Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber-reinforced polymers. *Journal of composites for construction, Volume 11, numéro 1*, 50-61.
- FEMA, F. E. M. A. (2003). *HAZUS-MH-MRI, Multi-hazard Loss Estimation Methodology*. Washington, D.C.: Advanced Engineering building module, Technical and user's manual.
- Filiatrault, A. (1996). *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Ingham, G. (2011). The Performance of Unreinforced Masonry Buildings in the 2010/2011 Canterbury Earthquake Swarm. Repéré
- IRC-NRC. (2007). *532\_EIAR\_APx11\_MortarTesting - IRC Masonry Testing Report*. . Draft, IRC - NRC.
- Klingner, R. E. (2006). Behavior of masonry in the Northridge (US) and Tecoman–Colima (Mexico) earthquakes: Lessons learned, and changes in US design provisions. *Construction and Building Materials*,, 20(24), 209-219.
- Lang, K., & Bachmann, H. (2003). ON THE SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING UNREINFORCED MASONRY BUILDINGS. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(3), 407-426. doi: 10.1080/13632460309350456
- Mazzon, N. (2010). *Influence of Grout Injection on the Dynamic Behaviour of Stone Masonry Buildings* (Università degli Studi di Padova).
- Moretti, P. (2017). *Caractérisation des propriétés mécaniques des bâtiments en maçonnerie non armée pour l'évaluation du risque sismique* (École de technologie supérieure, Montréal).
- Petry, S. (2015). Force-displacement response of unreinforced masonry walls for seismic design.

- Plummer, H. C. (1962). *Brick and Tile Engineering*, 2ème édition. Structural Clay Products Institute.
- RNC, R. n. C. (2016, Octobre 2017). Séismes Canada. Repéré le 29 septembre 2016
- Schlagenhauf, A. (2009). *Identification des forts séismes passés sur les failles normales actives de la région Lazio-Abruzzo (Italie centrale) par 'datations cosmogéniques' (<sup>36</sup>Cl) de leurs escarpements*.
- Sorour, M. M. L. (2010). *Characterization and Repair of Historic Stone Masonry Structures* (UNIVERSITY OF CALGARY).
- Speweik, J. P. (1995). *The History of Masonry Mortar in America: 1720-1995*. Arlington, Virginie, États-Unis.; National Lime Association.
- Therrien, T. (2012). *Comportement sismique des murs de remplissage en maçonnerie de tuiles structurales d'argile*.
- UNESCO. (2018). Liste du patrimoine mondiale. Repéré à <http://whc.unesco.org/fr/list/300>
- Vanin, F., Zaganelli, D., Penna, A., & Beyer, K. (2017). Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(12), 5435-5479.
- Vasconcelos, G., & Lourenço, P. (2009). Experimental characterization of stone masonry in shear and compression. *Construction and Building Materials*, 23(11), 3337-3345